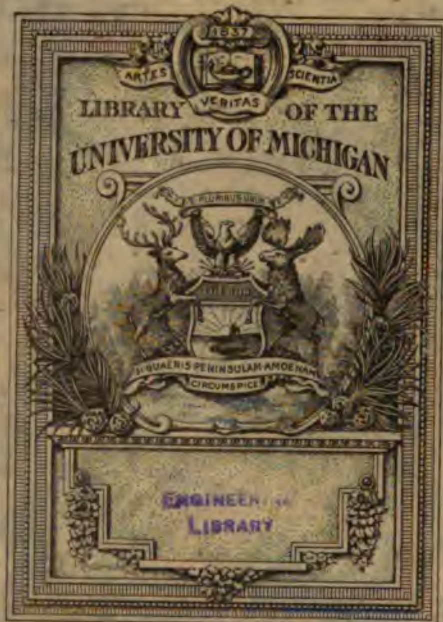

1837
ARTES
VERITAS
SCIENTIA
LIBRARY OF THE
UNIVERSITY OF MICHIGAN
SI QUAERIS PENINSULAM AMOENAM
CIRCUMSPICE



ANNALES

DES

PONTS ET CHAUSSÉES

MÉMOIRES ET DOCUMENTS

—

7e SÉRIE

TOME II

—

1891

2e SEMESTRE

IMPRIMERIE C. MARPON ET E. FLAMMARION
RUE RACINE, 26, A PARIS.

ANNALES

DES

PONTS ET CHAUSSÉES

MÉMOIRES ET DOCUMENTS

RELATIFS

A L'ART DES CONSTRUCTIONS

ET AU SERVICE DE L'INGÉNIEUR

LOIS, DÉCRETS, ARRÊTÉS ET AUTRES ACTES

CONCERNANT

L'ADMINISTRATION DES PONTS ET CHAUSSÉES

MÉMOIRES ET DOCUMENTS

7e SÉRIE

TOME II

1891

2e SEMESTRE

PARIS

Vve Ch. DUNOD, ÉDITEUR

LIBRAIRE DES CORPS NATIONAUX DES PONTS ET CHAUSSÉES, DES MINES ET DES TÉLÉGRAPHES

49, Quai des Augustins, 49

ANNALES

DES

PONTS ET CHAUSSÉES

MÉMOIRES ET DOCUMENTS

RELATIFS

A L'ART DES CONSTRUCTIONS

ET AU SERVICE DE L'INGÉNIEUR

N° 31

NOTE

SUR LES

ÉPREUVES D'UN PONT METALLIQUE DE 35 MÈTRES

SUR LA CHARENTE

ÉTABLI DANS LE SYSTÈME NEVILLE (WARREN)
POUR VOIE DE CHEMIN DE FER DE 1 MÈTRE DE LARGEUR

Par M. CUËNOT, Ingénieur des ponts et chaussées.

I. *Description de l'ouvrage.* — La compagnie des chemins de fer départementaux, concessionnaire de la ligne d'intérêt local d'Angoulême à Rouillac, établie à voie de 1 mètre de largeur, a exécuté pour la traversée de la Charente, à 2^k,490 de l'origine, un pont en fer de 70 mètres d'ouverture, en deux travées de 35 mètres chacune de largeur de débouché.

Les maîtresses poutres de ce pont sont à treillis et établies dans le système Neville ou Warren (voir Pl. 50). Elles ont une portée de $36^m,12$ entre points d'appui et une hauteur moyenne de $3^m,36$. Le rapport de la hauteur à l'ouverture est donc à peu près égal à $\frac{1}{11}$. La distance d'axe en axe des poutres est de $3^m,95$, la largeur libre du pont de $3^m,60$. Les barres du treillis forment avec les cordes inférieures et supérieures une série de triangles isocèles. Dans chacun de ces triangles la longueur de la base est de $5^m,16$, celle des côtés de $3^m,79$. L'espacement de deux nœuds consécutifs est de $2^m,58$ et le nombre des panneaux de 14. La poutre est symétrique par rapport à son milieu, qui correspond au huitième nœud. Des montants verticaux sont disposés au droit des nœuds supérieurs pour reporter la charge à ces nœuds.

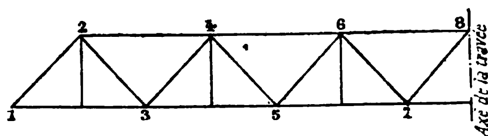
(*a*) **Membrures.** — Les membrures supérieure et inférieure sont constituées par un fer à T composé, qui comprend une partie verticale, deux cornières et des plates-bandes. Elles sont raidies par une cornière longitudinale disposée à l'about des fausses âmes, et par deux cornières verticales placées au milieu de l'espace entre deux nœuds consécutifs.

Les tableaux qui suivent donnent pour chacune des cordes composant les membrures, les sections adoptées (*) :

(*) On a désigné chacune des cordes par le numéro du nœud qui lui est opposé.

1° Membrure supérieure.

NUMÉROS des cordes	LONGUEUR	FORMES DES CORDES	SECTION des cordes
3	5,16	Semelle $\frac{350}{13}$; C. $\frac{90\times90}{11}$; Ame $\frac{500}{13}$	13.268
5	5,16	2 Semelles de $\frac{350}{10}$; Semelle $\frac{350}{13}$; C. $\frac{90\times90}{11}$; Ame $\frac{500}{13}$	20.268
7	5,16	Semelle $\frac{350}{13}$; Sem. $\frac{350}{13}$; 2 Sem. $\frac{350}{10}$; C. $\frac{90\times90}{11}$; Ame $\frac{500}{13}$	24.818



2° Membrure inférieure.

NUMÉROS des cordes	LONGUEUR	FORME DES CORDES	SECTION des cordes
2	5,16	Âme 560/12 ; C. 90×90/11	9.318
4	5,16	Âme 560/12 ; C. 90×90/11 ; Semelle 350/14	14.218
6	5,16	Âme 560/12 ; C. 90×90/11 ; Semelle 350/14 ; Semelle 350/10 ; Semelle 350/8	20.518
8	5,16	Âme 560/12 ; Sem. 350/14 ; Sem. 350/8 ; C. 90×90/4 ; Semelle 350/10 ; Semelle 350/8	23.318

(*b* **Diagonales.** — Les diagonales sont constituées par des fers cornières en forme de croix ; celles des abouts sont en forme de **T**. Elles sont disposées de manière à pouvoir travailler à l'extension comme à la compression.

DÉSIGNATION des diagonales	LONGUEUR	FORME DE LA DIAGONALE	SECTION de la diagonale
a	3,80	350×10 ; 500×10 ; $\frac{80\times80}{11}$	13.560
b	3,80	$\frac{100\times100}{12}$; $\frac{100\times100}{12}$	9.025
c	3,80	$\frac{100\times100}{12}$; $\frac{100\times100}{12}$	9.025
d	3,80	$\frac{80\times80}{11}$; $\frac{80\times80}{11}$	7.436
e	3,80	$\frac{80\times80}{11}$; $\frac{80\times80}{11}$	7.436
f	3,80	$\frac{70\times70}{10}$; $\frac{70\times70}{10}$	5.200
g	3,80	$\frac{70\times70}{10}$; $\frac{70\times70}{10}$	5.200

(*c*) **Montants verticaux.** — Les montants verticaux sont constitués par deux paires de cornières réunies par des fers plats. Ils sont plus larges à leur partie inférieure, de manière à pouvoir résister aux efforts du vent.

(*d*) **Superstructure du pont.** — La voie est placée à la partie inférieure des poutres. Elle repose sur des longrines qui sont portées par deux cours de longerons, dont les axes sont espacés l'un de l'autre de $1^{m},05$ et par des entretoises disposées au droit de chaque nœud. Ces pièces

sont recouvertes par une tôle striée de 8 millimètres d'épaisseur.

Les rails Vignole, du poids de 20 kilogrammes par mètre courant, sont fixés aux longrines par des tire-fond. Les longrines sont maintenues par des équerres rivées au platelage.

Les entretoises de $3^{m},949$ de portée sont formées par un fer T composé, dont l'âme a 560/8 et dont les semelles sont constituées par des fers cornières de $\frac{70 \times 70}{10}$. Elles sont reliées aux montants verticaux par des goussets, à l'âme de la membrure inférieure par des cornières de $\frac{70 \times 70}{10}$.

Les longrines de $2^{m},58$ de portée sont des fers I laminés de $\frac{260 \times 120}{9 \times 9}$.

(*e*) **Points d'appui.** — Les maîtresses poutres reposent sur des appuis fixes placés sur les culées et sur des chariots à rouleaux disposés sur les piles.

(*f*) **Montage du pont.** — Le pont a été monté à sa place sur un tablier provisoire en bois.

Rivures et couvre-joints. — Le nombre des rivets pour les différents assemblages a été déterminé dans l'hypothèse que l'adhérence produite par la rivure ne dépasse pas 4 kilogrammes par millimètre carré de section de rivet.

Tous les rivets des membrures des poutres sont de 23 millimètres ainsi que ceux qui fixent les diagonales et les montants à ces membrures.

Les équerres cornières, qui maintiennent les longrines en bois, sont fixées par des rivets de 12 millimètres et tous les rivets servant d'attache à la tôle striée sont de 8 millimètres.

La rivure des entretoises est faite avec des rivets de

20 millimètres. Pour réunir les différentes tôles constituant les membrures, on a employé un couvre-joint unique ayant l'épaisseur de la tôle la plus forte. Ce couvre-joint est relié à chaque tôle par un nombre de rivets au moins égal à celui indiqué par le calcul ; entre deux abouts consécutifs de tôle, le nombre des rivets est le même que si la réunion des fers était réalisée au moyen d'une série de couvre-joints, correspondant chacun à la coupure d'un fer.

Poids du pont. — Les tableaux qui suivent donnent :

1° Le poids total et par mètre courant de portée entre appuis des divers éléments de chaque travée (maîtresses poutres, pièces de pont, longerons, etc.), et la proportion pour cent du métal constituant ces pièces par rapport au poids total de la maîtresse poutre et celui de la superstructure du pont ;

2° Le poids par mètre courant de panneau des divers éléments de chaque travée (maîtresses poutres, longerons, pièces de pont, etc.) et la proportion pour cent du métal constituant chaque panneau par rapport à son poids total (y compris celui du tablier) ;

3° Le poids par mètre courant de panneau des fers constituant la superstructure et celui d'une surcharge supposée uniformément répartie équivalente à celle produisant les moments fléchissants et les efforts tranchants maxima, et la proportion pour cent du poids de la superstructure et de la surcharge précédemment définie par rapport au poids total de la superstructure (y compris celui de la surcharge) ;

4° La répartition par nœud de la charge permanente et de la surcharge ci-dessus définie, et la proportion pour cent du poids de la charge et de la surcharge par rapport au poids total de la superstructure (y compris celui de la surcharge).

1° Poids total et par mètre courant de portée entr

PORTÉE entre les axes des appuis	LARGEUR entre les axes des maitresses poutres	SURFACE EN PLAN	MAITRESSES POUTRES — POIDS TOTAUX — SEMELLES — infé-rieure	MAITRESSES POUTRES — POIDS TOTAUX — SEMELLES — supé-rieure	MAITRESSES POUTRES — POIDS TOTAUX — Diagonales	MAITRESSES POUTRES — POIDS TOTAUX — Montants	MAITRESSES POUTRES — POIDS TOTAUX — Total	MAITRESSES POUTRES — POIDS par mètre courant de portée entre appuis — SE-MELLES — inférre	SE-MELLES — supérre	Diagonales	Montants	Total	Rapport $\left(\frac{13}{1}\right)$	POIDS des éléments d'une maitresse poutre rapportée au poids de la maitresse poutre pris égal à 100 — SE-MELLES — inférre	SE-MELLES — supérre	Diagonales	Montants	POIDS des deux maitresses poutres	P… — POU… — LONGERONS et pièces de po… — Lon-gerons	Pièces de pont	Total
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
m	m	m²	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg						kg	kg	kg	kg
36,12	3,60	134,03	5.900	6.250	4.100	1.120	17.370	164	173	108	31	476	13	33	36	24	7	34.740	5.600	6.000	11.60
			12.150																		

2° Poids par panneau des divers éléments d

NUMÉROS des panneaux	LONGUEUR	MAITRESSES POUTRES — POIDS TOTAUX — SEMELLES — infé-rieure	SEMELLES — supé-rieure	Diagonales	Montants	Total	POIDS par mètre courant de panneau — SEMELLES — infé-rieure	SEMELLES — supé-rieure	Diagonales	Montants	Total	PROPORTION des éléments d'une maitresse poutre rapportée au poids de la maitresse poutre pris égal à 100 — SEMELLES — infé-rieure	SEMELLES — supé-rieure	Montants	Montants
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
	m	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg				
1-2	2,58	235	»	470	80	785	92	»	189	31	312	30	»	60	10
2-3	2,58	235	355	330	80	1.000	92	137	127	31	387	23	35	33	9
3-4	2,58	375	355	330	80	1.140	145	137	127	31	440	33	31	29	7
4-5	2,58	375	550	130	80	1.135	145	213	104	31	493	29	43	22	6
5-6	2,58	535	550	130	80	1.295	207	213	104	31	555	37	38	19	6
6-7	2,58	535	660	95	80	1.370	207	255	73	31	566	36	45	14	5
7-8	2,58	670	660	95	80	1.505	259	255	73	31	618	42	41	12	5

…ppuis des divers éléments de chaque travée.

…TRES QUE LES MAITRESSES POUTRES (pièces de pont, longerons, etc.)											ENSEMBLE POUR TOUTE LA TRAVÉE appuis non compris							APPUIS			POIDS — COMPRIS appuis	
…TAUX			POIDS par mètre courant de portée				POIDS par mètre carré de plan				POIDS			POIDS des éléments d'une travée rapportée au poids de la travée égal à 100				— POIDS				
Platelage	Garde-corps, équerres, divers	Total	Longerons et pièces de pont	Platelage	Divers	Total	Longerons et pièces de pont	Platelage	Divers	Total	Total	par mètre courant	Rapport $\left(\frac{35}{1}\right)$	Maîtresse poutre	Longerons et pièces de pont	Platelage	Divers	Total	par mètre courant	Rapport $\left(\frac{42}{1}\right)$	par mètre courant	Rapport $\left(\frac{44}{1}\right)$
…	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45
kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg						kg	kg		kg	
[illegible]	2.754	20.954	321	177	77	575	89	49	20	158	55,694	1.542	43	63	20	12	5	1.303	36	1	1.578	44

…haque travée (pour une maîtresse poutre).

FERS AUTRES QUE LES MAITRESSES POUTRES										POIDS DES ÉLÉMENTS d'un panneau, le poids du panneau égal 100			
POIDS TOTAUX						POIDS par mètre courant de panneau							
LONGERONS et pièces de pont			Platelage	Garde-corps, équerres, divers	Total	Longerons et pièces de pont	Platelage	Divers	Total	Maîtresse poutre	Longerons et pièces de pont	Platelage	Divers
Longerons	Pièces de pont	Total											
17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg
200	212	412	235	98	1.157	160	91	38	289	52	27	15	6
200	212	412	235	98	1.157	160	91	38	289	57	24	13	6
200	212	412	235	98	1.157	160	91	38	289	60	22	13	5
200	212	412	235	98	1.157	160	91	38	289	63	20	12	5
200	212	412	235	98	1.157	160	91	38	289	66	19	11	4
200	212	412	235	98	1 157	160	91	38	289	66	19	11	4
200	212	412	235	98	1.157	160	91	38	289	68	18	10	4

3° Poids par panneau des éléments constituant la superstructure et d'une

NUMÉRO des panneaux	LONGUEUR	POIDS TOTAUX						POIDS PAR MÈTRE COURANT de panneau						SURCHARGE uniformément répartie équivalente à celle produisant les moments fléchissants maxima	
		Maitresse poutre	Longerons et pièces de pont	Platelage	Divers	Voie et longrine	Total	Maitresse poutre	Longerons et pièces de pont	Platelage	Divers	Voie et longrine	Total	Semelle inférieure	Semelle supérieure
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
	m	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg
1-2	2,58	785	412	235	98	129	1.659	312	160	91	38	50	651	1.433	»
2-3	2,58	1.000	412	235	98	129	1.874	387	160	91	38	50	726	1.433	1.402
3-4	2,58	1.140	412	235	98	129	2.014	440	160	91	38	50	779	1.383	1.402
4-5	2,58	1.135	412	235	98	129	2.009	493	160	91	38	50	832	1.383	1 [illegible]
5-6	2,58	1.295	412	235	98	129	2.169	555	160	91	38	50	894	1.40[illegible]	
6-7	2,58	1.370	412	235	98	129	2.244	566	160	91	38	50	905	1.4	
7-8	2,58	1.505	412	235	98	129	2.379	618	160	91	38	50	957	1.38.	

4° Poids par nœud de la charge permanente et d'une surcha

NUMÉRO des nœuds	POIDS TOTAUX						SURCHARGE uniformément répartie équivalente à celle produisant les moments fléchissants maxima	SURCHARGE uniformément répartie équivalente à celle produisant les efforts tranchants maxima	TOTAL	TOTAL
	Maîtresse poutre	Longerons et pièces de pont	Platelage	Divers	Voie et longrine	Total				
1	2	3	4	5	6	7	9	9	10	11
	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg
1	520	414	236	98	129	1.397	»	1.323	1.397	2.720
2	845	414	236	98	129	1.722	1.433	1.350	3.155	3.072
3	1.020	414	236	98	129	1.897	1.402	1.472	3.299	3.369
4	1.280	414	236	98	129	2.157	1 383	1.482	3.540	3.639
5	1.250	414	236	98	129	2.127	1.397	1.654	3.524	3.781
6	1.515	414	236	98	129	2.392	1.402	2.034	3.794	4.426
7	1.475	414	236	98	129	2,352	1.377	3.849	3.729	5.663
8	1.590	414	236	98	129	2,467	1.382	»	3.311	2.467

rcharge uniformément répartie équivalente à la surcharge roulante.

SURCHARGE uniformément répartie équivalente à celle produisant les efforts tranchants	TOTAL $\left(14+\frac{15+16}{2}\right)$	TOTAL (14 + 17)	PROPORTION POUR 100 du poids de la superstructure et de la surcharge, le poids d'un panneau égal à 100 (moments fléchissants)						PROPORTION POUR 100 du poids de la superstructure et de la surcharge, le poids d'un panneau égal à 100 (efforts tranchants)					
			Maitresse poutre	Longerons et pièces de pont	Platelage	Divers	Voie	Surcharge	Maitresse poutre	Longerons et pièces de pont	Platelage	Divers	Voie	Surcharge
17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31
kg	kg	kg												
1.323	2.084	1.974	15	9	4	2	1	69	16	8	5	2	1	68
1.350	2.143	2.076	19	6	5	2	1	67	19	8	5	2	1	65
1.472	2.171	2.251	24	5	4	2	1	63	20	7	4	2	1	66
1.482	2 222	2.314	22	8	4	2	1	63	21	7	4	2	1	65
1.654	2.293	2.548	24	7	5	2	1	61	22	6	4	1	1	66
2.034	2.294	2.939	24	7	5	2	1	61	19	5	3	1	1	71
3.311	2.336	4.268	24	7	5	2	1	61	14	3	2	1	1	79

niformément répartie équivalente à la surcharge roulante.

PROPORTION POUR 100 DU POIDS DE LA SUPERSTRUCTURE ET DE LA SURCHARGE, le poids d'un nœud égal à 100											
MOMENTS FLÉCHISSANTS						EFFORTS TRANCHANTS					
Maitresse poutre	Longerons et pièces de pont	Platelage	Divers	Voie	Surcharge	Maitresse poutre	Longerons et pièces de pont	Platelage	Divers	Voie	Surcharge
12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
37	29	17	7	10	»	20	16	9	3	4	48
27	13	8	3	4	45	28	13	8	3	4	44
31	13	7	3	4	42	30	12	7	3	4	44
36	11	7	3	4	39	36	11	6	2	3	42
35	11	7	3	4	40	34	11	6	2	3	44
2	11	7	2	4	37	34	11	6	2	3	44
4	11	6	3	3	37	26	7	4	2	2	59
4	11	6	2	3	37	64	17	9	4	6	»

Examen des tableaux et graphiques. — L'examen des tableaux et graphiques qui précèdent fournit les indications suivantes :

1° Le poids des maîtresses poutres par mètre courant est de 952 kilogrammes. Le rapport de ce poids à la portée est de 26 ; il est à peu près moitié de celui proposé par M. Résal pour les ponts de chemins de fer à voie normale (voir *Ponts métalliques*, Baudry, 1885, p. 55 (*). Il se rapproche beaucoup de celui indiqué par M. Séjourné pour le pont de Bois-le-Duc, de $16^m,20$ de portée et de $3^m,70$ de largeur (**) (*Ouvrages métalliques*, *grands ponts de Hollande*, note C).

2° Le poids des maîtresses poutres par mètre courant de panneau augmente d'une manière assez importante en allant des appuis vers le milieu de la travée. Ainsi le poids des premiers panneaux est de 624 kilogrammes, celui des panneaux médians de 1.236 kilogrammes ; l'augmentation est presque de 100 p. 100.

3° Les surcharges uniformément réparties équivalentes à la surcharge roulante produisant sur chaque panneau le maximum du moment fléchissant ou de l'effort tranchant varient dans des limites assez étendues. Celles qui sont fournies par la considération de l'effort tranchant sont principalement plus élevées que celle qui donne le moment fléchissant maximum au milieu de la travée. Ainsi la surcharge produisant le moment fléchissant au milieu de la travée est de 1.382 kilogrammes, la moyenne des surcharges donnant les moments fléchissants maxima sur chaque panneau est de 1.396 kilogrammes ; la moyenne des surcharges donnant les efforts tranchants maxima est de 1.804 kilogrammes. La circulaire ministérielle du 9 juillet 1877 donne, pour un pont de 35 mè-

(*) Le nombre proposé est de 47.

(**) Le nombre indiqué est de 24,6.

tres de portée, 2.100 kilogrammes. Ce dernier chiffre paraît être trop faible.

Coefficient économique.—Il est nécessaire, pour se rendre compte de la bonne utilisation du métal, de calculer le coefficient économique du pont, tel qu'il est défini par M. Résal (*Ponts métalliques*, Baudry, 1885, p. 56 et suivantes).

Cet ingénieur a trouvé que le rapport $\frac{p}{l(p+\pi)}$ est un nombre constant pour tous les ouvrages existants, p désignant le poids des maîtresses poutres, π le poids du tablier, de ses accessoires et de la surcharge, l la portée du pont. Ce rapport K, qui varie de 0,004 à 0,006, est le coefficient économique qui dépend essentiellement du type de l'ouvrage que l'on considère. « Quand on examine un ouvrage, si l'on trouve $K = 0{,}004$, on peut affirmer ou que le travail du fer atteint une valeur élevée, ou que l'ouvrage est parfaitement conçu de manière à réaliser la plus grande économie possible de métal ; si $K = 0{,}005$, on se trouve dans les conditions habituelles ; si $K = 0{,}006$, la dépense du métal est exagérée soit que le type soit mal étudié, soit que le travail du métal tombe au-dessous de la limite généralement admise. A égalité de travail maximum, quelle que soit d'ailleurs l'ouverture, l'ouvrage le mieux conçu est celui pour lequel le coefficient K présente la valeur la plus faible ». (Résal, *op. cit.*, p. 59).

Le coefficient K ayant été déterminé en prenant pour limite du travail R, on en déduirait le coefficient K′ correspondant à une limite R′ à l'aide de la formule

$$KR = K'R'.$$

Pour un même type de pont, le coefficient économique est inversement proportionnel à la valeur admise pour le travail.

Ceci posé, si on cherche le coefficient économique de

ce pont, on le trouve égal à 0,006 ou à 0,005 (*) avec un travail limite de 6 kilogrammes par millimètre carré (sections brutes), suivant que l'on prend la moyenne des surcharges uniformément réparties équivalentes aux surcharges roulantes qui donnent le maximum du moment fléchissant dans chaque panneau ou bien la moyenne des surcharges uniformément réparties équivalentes aux surcharges roulantes qui produisent le maximum de l'effort tranchant dans chaque panneau.

La valeur élevée de ce coefficient doit être principalement attribuée à la faible hauteur de la poutre, qui n'est que de $3^m,36$ pour $36^m,12$ de portée entre appuis. Elle est due subsidiairement à une dépense de métal exagérée, surtout dans les diagonales et par suite à un abaissement sensible de la limite du travail généralement admise. Ainsi le travail maximum des barres ne dépasse pas $4^k,83$ par millimètre carré : il est généralement compris entre 3 et 4 kilogrammes. Le travail maximum des membrures ne dépasse pas $5^k,70$ par millimètre carré ; il oscille entre 4 et $5^k,5$. Ce n'est pas à dire que le pont soit trop lourd, bien au contraire ; mais nous croyons que le poids du métal des maîtresses poutres aurait pu être diminué sans inconvénient pour être reporté sur le contreventement qui est peut-être insuffisant. Nous reviendrons plus loin sur ce point.

II. Méthode de calcul. — Les calculs qui servent de base aux épreuves du pont ont été effectués au moyen de la statique graphique.

(a) *Moments fléchissants.* — La charge permanente est distribuée entre tous les nœuds, qui portent chacun la moitié du poids des pièces qui s'y réunissent et le poids

---

(*) $K = \dfrac{476}{36,12(771 + 1.396)}, \quad K' = \dfrac{476}{36,12(771 + 1.804)}.$

uniformément réparti du platelage, des longerons et pièces du pont, pièces de contreventement, etc.

La surcharge accidentelle est formée, dans les conditions prévues par la décision ministérielle du 23 février 1887, relative aux épreuves des ponts métalliques du réseau à voie étroite de la Corse, par un train composé de deux locomotives d'exploitation, qui sont suivies et précédées de wagons de 13 tonnes.

Les moments fléchissants dus à la charge permanente ont été obtenus au moyen d'un polygone funiculaire, tracé en distribuant les charges, comme il a été dit ci-dessus.

Les moments fléchissants maxima et les efforts dus à la charge accidentelle dans chaque membrure ont été calculés en appliquant les règles indiquées par MM. Hausser et Cunq et Muller Breslau (traduction de Seyrig) (voir *Statique graphique appliquée*, Dunod, 1886, pages 304 et suivantes, et *Éléments de statique graphique*, Baudry, 1886, pages 32 et suivantes). On a déterminé, pour chaque corde de la membrure, la position du train donnant le maximum du moment fléchissant, et dans cette position la valeur du moment fléchissant dans chacune des autres cordes.

(b) *Efforts tranchants.* — La répartition de la charge permanente, telle que nous l'avons indiquée plus haut, a permis de déterminer les efforts tranchants.

La surcharge accidentelle est formée conformément aux prescriptions de la décision ministérielle précitée par un train venant de la gauche vers la droite et composé de deux locomotives d'exploitation, qui sont précédées par des wagons de treize tonnes.

Les efforts tranchants maxima dans chaque panneau dus à la charge roulante ont été déterminés conformément aux indications données par Muller Breslau, dans ses *Éléments de statique graphique* (Traduction de Seyrig,

Baudry, 1886, p. 37 et suivantes). On a calculé en même temps, pour chaque position du train, donnant le maximum de l'effort tranchant dans un panneau, les efforts tranchants correspondants dans les autres panneaux.

Les poids des essieux placés dans un panneau sont répartis entre les nœuds, qui le limitent, proportionnellement à leur distance à ces points.

On a déduit de ces résultats fournis par la statique graphique le travail par millimètre carré de section dans chaque corde et dans chaque barre pour les différentes positions du train qu'on a envisagées. Ce travail est représenté sur les différentes figures des Pl. B, p. 26ter, et C, p. 26^{quater}, par un rectangle non haché, dont la base est tracée à l'échelle de $0^{m},004$ pour 1 kilogramme.

III. Épreuves. — Les épreuves du pont ont été faites dans les conditions prévues par les prescriptions de la décision ministérielle précitée relative au réseau Corse. Elles sont définies de la manière suivante :

« Chaque travée métallique du réseau sera soumise à deux natures d'épreuves, l'une par poids mort, l'autre par poids roulant.

« Ces épreuves seront faites au moyen de trains d'essai composés de deux machines du type Corse en pleine charge pesant chacune 28 tonnes, suivies de wagons de marchandises pesant 14 tonnes.

« Sur les ponts à travées indépendantes la longueur des trains d'essai mesurée entre les deux essieux extrêmes devra être au moins égale à celle de la plus grande des travées à éprouver.

« Il sera procédé à l'épreuve par poids mort de la manière suivante :

« Pour les ponts à travées indépendantes, le train d'essai sera amené successivement sur chaque travée de manière à la couvrir en entier. Il séjournera dans cha-

cune de ces positions au moins pendant deux heures après que les tassements auront cessé de se manifester dans le tablier.

« Pour l'épreuve par poids roulant on fera passer le train d'essai défini ci-dessus avec une vitesse de 40 kilomètres à l'heure ».

(a) *Flèche au milieu de la maîtresse poutre.*— Le train d'essai précédemment décrit a été modifié de manière à obtenir la flèche maximum au milieu de la travée. Les deux locomotives du poids de $22^{T},300$ en charge ont été attelées arrière contre arrière de manière à permettre de condenser au centre du pont les plus forts essieux des machines qui sont placés à l'arrière. Elles étaient suivies et précédées de wagons de 13 tonnes en nombre indéfini. La composition du train est représentée ci-dessous :

Les flèches produites par l'action du poids mort ou du poids roulant ont été mesurées au moyen d'un niveau à bulle d'air et d'une mire parlante fixée à la semelle inférieure de l'ouvrage. La poutre avait une cambrure initiale de 17 millimètres du côté Angoulême et une flèche de 1 millimètre du côté Rouillac.

1° *Flèche sous le poids mort.*— Le train d'essai a couvert la travée de manière que les locomotives fussent disposées symétriquement par rapport à son milieu et a stationné dans cette position pendant deux heures.

La flèche observée a été de 23 millimètres.

La flèche permanente, immédiatement après le départ du train, de 5 millimètres.

La flèche élastique a été par suite de 18 millimètres.

2° *Flèche sous le poids roulant.* — Le train d'essai a traversé la travée avec une vitesse de 35 kilomètres à l'heure. La moyenne des observations est consignée ci-dessous :

Flèche pendant le passage du train. . . .	24mm
— permanente.	3
— élastique	21

3° *Flèches calculées.*—Si on applique la formule donnée par M. Bresse, dans la résistance des matériaux (3e édition page 93),

$$f = \frac{pa^4}{4\, e_0 r^{02}},$$

formule établie pour une poutre pleine de hauteur constante et constituant un solide d'égale résistance, on trouve, p étant la charge permanente uniformément répartie, $2a$ la portée de la poutre, $e_0 r^{02}$ étant égal au produit du coefficient d'élasticité par le moment d'inertie de la poutre (EI),

$f = 9^{mm}$ sous l'action de la charge permanente,
$f = 15$ — du train d'épreuve.

Si on applique la formule donnée par M. Résal (*Ponts métalliques*, p. 176), pour déterminer la flèche au milieu d'une poutre Warren,

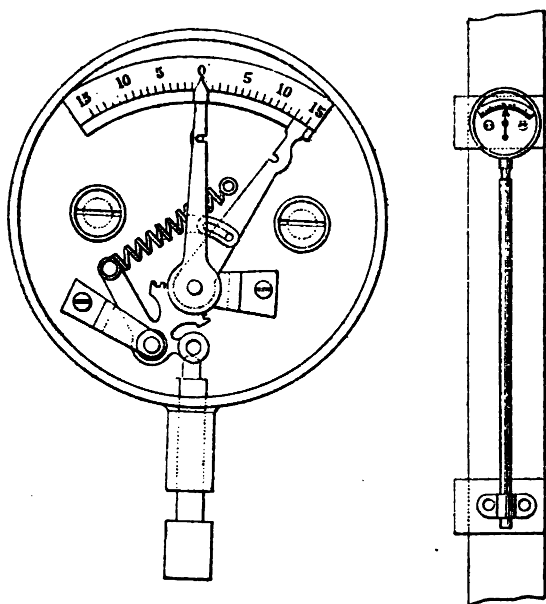
$$f = \left(\frac{R}{E} + \frac{R'}{E'}\right)\left(\frac{l^2}{8h} + \frac{l}{2 \sin 2A}\right),$$

formule dans laquelle R est le travail par unité à l'extension, R′ le travail par unité à la compression, E,E′ les coefficients d'élasticité correspondants, l la portée, h la hauteur de la poutre, A l'angle des barres avec la verticale, on trouve :

$f = 13^{mm}$ sous l'action de la charge permanente;
$f = 24$ — du train d'épreuve.

On peut remarquer que la flèche calculée par la formule de M. Résal est égale à celle qui a été observée directement.

(b) *Efforts dans les membrures, dans les diagonales et les montants verticaux.*— Pour mesurer les efforts dans les membrures, les diagonales et les montants verticaux, on s'est servi de 30 appareils Manet.



1° *Description sommaire de l'appareil Manet.* — Une tige rigide de 1 mètre de longueur fixée par une de ses extrémités à la pièce que l'on veut observer au moyen d'une mâchoire avec vis de pression, agit par son autre extrémité sur un bras de levier fixé lui-même invariablement à la pièce. L'autre bras du levier actionne au moyen d'engrenages une aiguille mobile sur un cadran, qui représente les allongements et les raccourcissements de la pièce. Le rapport des bras de levier est tel que l'agran-

dissement obtenu est de quarante. Les divisions du cadran sont tracées de deux en deux millimètres et correspondent à un allongement ou à un raccourcissement de 1/20 millimètre. La force capable de produire cet allongement ou ce raccourcissement est de 1 kilogramme par millimètre carré en prenant pour coefficient d'élasticité 20.000. Comme on peut apprécier avec quelque habitude les dixièmes parties des divisions du cadran, on arrive à mesurer avec quelque exactitude un effort de $0^k,1$.

L'extrémité d'un des bras du levier porte un ressort qu'il faut tendre, en allongeant ou en raccourcissant la tige qui passe dans un écrou à une de ses extrémités pour régler l'appareil et amener l'aiguille au zéro. Le réglage étant fait, le ressort se détend ou se tend et fait avancer l'aiguille sur le cadran dans un sens ou dans un autre, suivant qu'il y a allongement ou raccourcissement. Des index à maxima sont entraînés par l'aiguille.

2° *Mesure des efforts dans les membrures.*— La composition et la formation du train d'épreuve pour la mesure des efforts dans les membrures étaient les mêmes que celles que nous avons décrites précédemment pour l'observation des flèches.

Des appareils Manet étaient disposés sur toutes les cordes inférieures et supérieures des deux maîtresses poutres. La mesure des efforts maxima dans chacune des cordes a été faite en plaçant le train dans la position indiquée par le calcul de manière a réaliser le maximum du moment de flexion. Le train était amené au droit du point considéré sans vitesse et stationnait pendant environ un quart d'heure dans chaque position. Des observateurs étaient placés devant chaque appareil et enregistraient les résultats obtenus à chaque épreuve ; de plus nous contrôlions nous-même chaque fois les résultats annoncés. Après chaque expérience, le train quittait la travée et les appareils étaient réglés avec soin.

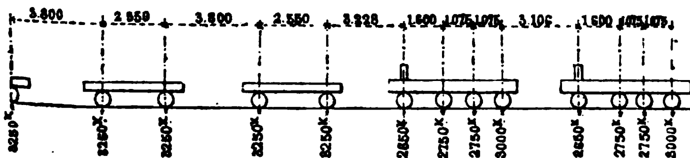
Les épreuves ont été faites dans chacune des positions indiquées sur les figures de la Pl. B, p. 26ter et dans les positions symétriques. On a représenté sur ces planches les résultats des expériences qui paraissaient les meilleures, en prenant la moyenne fournie par les appareils placés sur les deux poutres. Nous avons résumé sur la *fig.* 9 (Pl. B, p. 26ter) les maxima observés et calculés pour chaque position du train.

Les épreuves de vitesse à 35 kilomètres à l'heure ont été répétées deux fois pour chaque poutre; les observateurs ont été changés à chaque passage du train. La moyenne des résultats obtenus est consignée sur la *fig.* 10 de la Pl. B, p. 26ter.

Sur ces différentes figures, le travail par millimètre carré de section est représenté par un rectangle haché longitudinalement, dont la base est tracée à l'échelle de $0^m,004$ par kilogramme.

Les tableaux 1 et 2 placés à la fin de cette note donnent pour chaque position du train les efforts calculés et observés, ainsi que le travail par millimètre carré de section qui en est déduit.

3° *Mesure des efforts dans les barres.* — Pour la mesure des efforts dans les barres, la composition du train était la même que celle précédemment définie. Sa formation était faite en vue de produire sur chaque panneau le maximum de l'effort tranchant. A cet effet, les deux locomotives étaient placées en tête du train, l'arrière en avant, et étaient suivies d'un nombre de wagons illimité. La formation du train est représentée ci-contre.



Des appareils étaient disposés sur toutes les des maîtresses poutres. La tête du train était a successivement au droit de chacun des nœuds, d nière à réaliser dans le panneau suivant le maxim l'effort tranchant.

Les résultats étaient lus à chaque appareil par le servateurs qui y étaient placés; ils étaient de plus trôlés à chaque épreuve. Les expériences ont été sur toute la travée, en faisant venir successivem train dans les deux sens, de manière à produire le mum de l'effort tranchant positif et de l'effort tran négatif. On a choisi, dans cette série d'expériences, c qui paraissaient les plus concordantes, en prenant jours la moyenne des lectures faites aux appareil deux maîtresses poutres. Les résultats en sont consi sur les figures de la Pl. C, p. 26^{quater}.

Le résumé des maximums observés est donné s *fig*. 26 de la Pl. C, p. 26^{quater}.

Les épreuves de vitesse à 35 kilomètres à l'heure été répétées, dans les deux sens, deux fois pour cha poutre. Pour éviter les chances d'erreur de lecture, observateurs étaient changés à chaque passage du tr La *fig*. 27 de la Pl. C, p. 26^{quater}, donne les moyennes résultats observés sur les deux poutres.

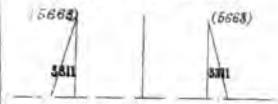
Sur ces différentes figures, le travail par millim carré de section est représenté par un rectangle ha longitudinalement, dont la base est tracée à l'éch de 0^{m},004 par kilogramme.

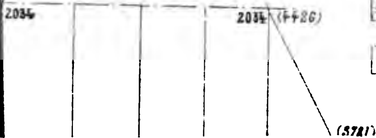
Les tableaux 3 et 4, placés à la fin de cette no donnent pour chaque position du train les efforts c culés et observés, ainsi que le travail par millimèt carré de section qui en est déduit.

4° *Mesure des efforts dans les montants verticaux pla cés sur les membrures intérieure et extérieure.* — L'es sieu moteur médian d'une locomotive a été disposé a

de la charge permanente
ge uniformément répartie
surcharge roulante.

(Effort tranchant)





LÉGENDE (fig. 2 à 7)

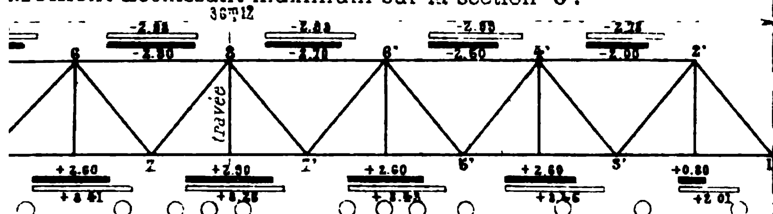
- Maitresse poutres
- Longerons et pièces de pont
- Platelage
- Divers
- Voie
- Surcharge



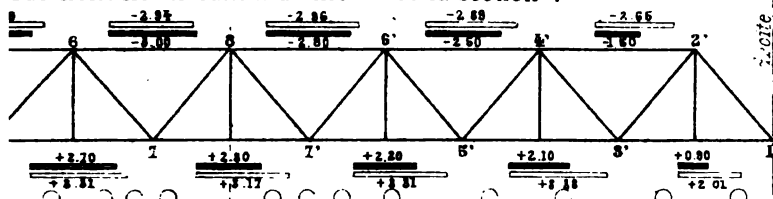




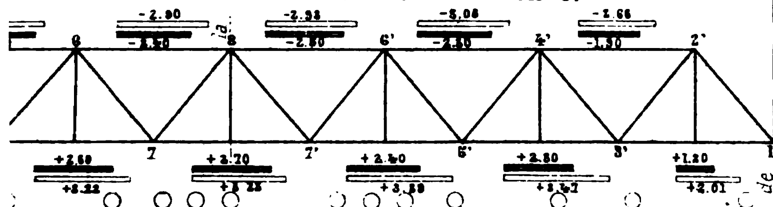
Moment fléchissant maximum sur la section 6'.



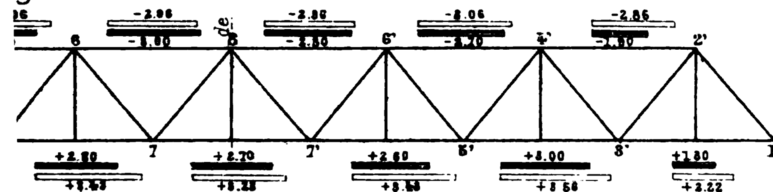
Moment fléchissant maximum sur la section 7'



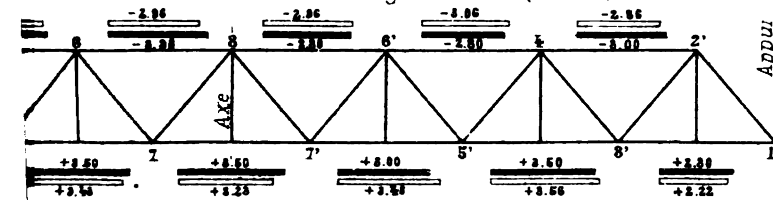
Moment fléchissant maximum sur la section 8.



g. 9 Moments fléchissants maximum.



Moment fléchissant sous la charge roulante (V=35 k)



004 par kilogramme

Auto-Imp. L. Courtier, 43, rue de Dunkerque, Paris.

anchant



anchant



anchant



nt maxi



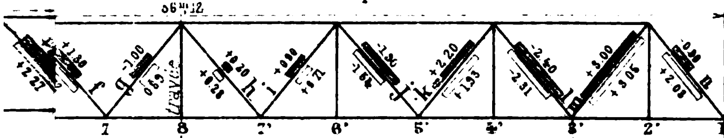
trancha



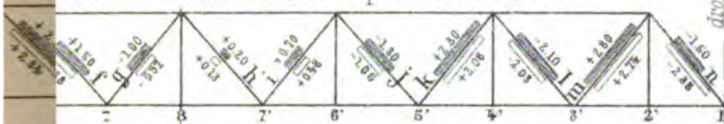
s recapi



anchant maximum sur le panneau 3'. 2'.



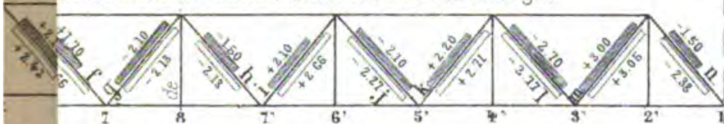
anchant maximum sur le panneau 2'. 1'.



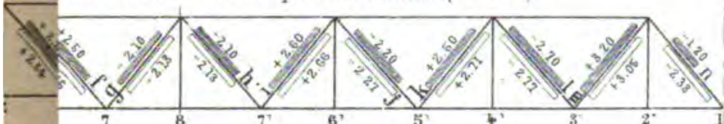
anchant la tête du train étant sur 1'.



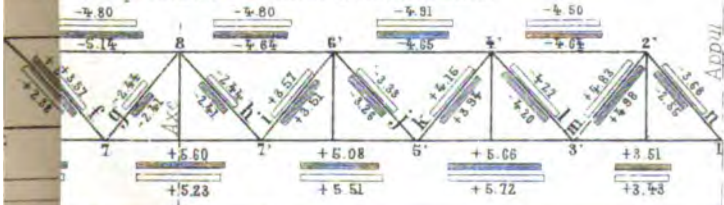
nt maximum sous l'action de la surcharge.



tranchants dus au poids roulant (V=35 k)



s récapitulatives - Efforts maximums.



Auto-Imp. L. Courtier, 43, rue de Dunkerque, Paris.



droit d'un montant vertical, de manière à reporter sur cette pièce le plus grand effort possible. Les appareils Manet ont indiqué un travail de 1 kilogramme par millimètre carré qui correspond à un effort de 5.676 kilogrammes (*).

5° *Travail du fer maximum sous la charge permanente et la surcharge roulante.* — La *fig.* 28 de la Pl. C, p. 26^{quater}, donne le travail maximum par millimètre carré calculé et observé d'une maîtresse poutre sous l'action de la charge permanente et d'un train traversant la travée avec une vitesse moyenne de 35 kilomètres à l'heure.

IV. Résumé et conclusions.

L'examen des résultats que nous avons obtenus et qui sont résumés sur les figures des Pl. B et C, p. 26ter et 26^{quater} donne lieu aux observations suivantes :

1° Les efforts mesurés dans les membrures sous l'action de la surcharge à l'état de repos sont légèrement inférieurs à ceux calculés, ces différences sont plus grandes pour la table inférieure que pour la table supérieure; elles diminuent au passage du train avec une vitesse de 35 kilomètres à l'heure, de telle sorte que les efforts mesurés sont égaux à ceux indiqués par le calcul comme maximum et les dépassent même dans la partie centrale de la travée.

Le travail moyen par millimètre carré de section des membrures inférieure et supérieure calculé et mesuré est donné dans le tableau ci-après pour chaque position du train; on a cherché en même temps les rapports entre le travail moyen d'après les résultats du calcul et de l'expérience.

(*) Le calcul donne 6.092, soit un travail de 1^{kg},07.

1° Membrures.

POSITION du train	TRAVAIL MOYEN par millimètre carré de section dans la membrure				RAPPORT ENTRE LE TRAVAIL			
	INFÉRIEURE		SUPÉRIEURE		calculé dans les membrures	mesuré dans les membrures	CALCULÉ ET MESURÉ dans la membrure	
	calculé	mesuré	calculé	mesuré			inférieure	supérieure
1	2	3	4	5	2/4	3/5	2/3	4/5
1	2,64	2,16	2,54	2,35	1,03	0,90	1,22	1,08
2	2,72	2,17	2,61	2,40	1,04	0,90	1,24	1,08
3	2,83	2,21	2,71	2,55	1,04	0,86	1,28	1,07
4	2,89	2,24	2,82	2,73	1,02	0,82	1,29	1,04
5	2,98	2,11	2,83	2,48	1,05	0,85	1,41	1,14
6	2,93	1,90	2,78	2,45	1,05	0,78	1,54	1,13
7	2,93	2,00	2,82	2,01	1,03	0,99	1,46	1,40
Maximum.	3,09	2,34	2,96	2,55	1,04	0,91	1,32	1,16
Vitesse...	3,09	3,01	2,96	2,98	1,04	1,01	1,02	0,99
Moyenne.	2,84	2,11	2,73	2,44	1,04	0,86	1,34	1,12

Nota. — Les numéros d'ordre indiquent la position du train correspondant à ceux des *fig.* 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9 et 10.

2° Les efforts mesurés dans les barres sont généralement inférieurs à ceux calculés. Le travail des barres tendues est supérieur à celui des barres comprimées et se rapproche des résultats calculés. Les abouts de la poutre travaillent environ moitié moins que ne l'indique le calcul. Les effets observés augmentent au passage du train avec une vitesse de 35 kilomètres à l'heure, et dépassent ceux calculés notamment dans la partie centrale de la travée.

2° Barres.

POSITION du train	TRAVAIL MOYEN par millimètre carré de section dans les barres				RAPPORT ENTRE LE TRAVAIL			
	COMPRIMÉES		TENDUES		calculé dans les barres comprimées et tendues	mesuré dans les barres comprimées et tendues	CALCULÉ ET MESURÉ dans les barres	
	calculé	mesuré	calculé	mesuré			comprimées	tendues
1	2	3	4	5	$\frac{2}{4}$	$\frac{3}{5}$	$\frac{2}{3}$	$\frac{4}{5}$
2	0,29	0,23	0,26	0,17	1,11	1,35	1,26	1,52
3	0,44	0,21	0,51	0,26	0,86	0,80	2,09	1,96
4	0,77	0,55	0,69	0,60	1,11	0,91	1,40	1,15
5	0,90	0,69	1,14	1,00	0,79	0,69	1,30	1,14
6	1,09	1,01	1,45	1,26	0,75	0,80	1,07	1,15
7	1,47	0,98	1,44	1,32	1,02	0,74	1,50	1,09
8	1,56	1,42	1,59	1,45	0,98	0,97	1,09	1,09
9	1,85	1,41	1,71	1,47	1,08	0,95	1,31	1,16
10	1,57	1,37	2,12	1,83	0,74	0,74	1,14	1,15
11	1,61	1,43	2,08	1,93	0,87	0,74	1,26	1,07
12	1,76	1,65	1,74	1,63	1,01	1,01	1,06	1,06
13	1,68	1,57	1,60	1,64	1,05	0,95	1,07	0,97
14	1,59	1,50	1,49	1,67	1,07	0,89	1,06	0,89
Maximum.	2,37	1,98	2,80	2,21	0,84	0,89	1,19	1,25
Vitesse...	2,37	2,13	2,80	2,51	0,84	0,84	1,11	1,11
Moyenne..	1,46	1,23	1,55	1,44	0,94	0,85	1,18	1,07

Nota. — Les numéros d'ordre indiquent la position du train correspondant à ceux des *fig.* 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20, 21, 22, 23, 24, 25, 26 et 27.

Le tableau ci-dessus donne pour chacune des positions du train, sauf la première où les efforts du treillis sont faibles, le travail moyen par millimètre carré de section dans les barres comprimées et les barres tendues, d'après les résultats du calcul et les observations, et les rapports entre le travail calculé et observé.

3° Les efforts observés dans les montants verticaux sont sensiblement égaux à ceux indiqués par le calcul.

Nous avons vu que, d'une manière générale, les chif-

fres indiqués par les appareils Manet sont inférieurs à ceux fournis par le calcul; les différences sont plus grandes pour la semelle inférieure que pour la semelle supérieure, pour les barres comprimées que pour les barres tendues.

Cette anomalie constatée dans les membrures, qui existe toujours dans le même sens, nous paraît devoir être attribuée, en partie du moins, à la dissymétrie de la poutre, dont l'axe de flexion ne coïnciderait pas avec la ligne médiane de la pièce, et à l'adoption d'un coefficient d'élasticité trop faible; car la graduation des appareils Manet est effectuée en supposant le coefficient d'élasticité égal à 20.000 pour un millimètre carré de section.

D'après les résultats du calcul, le travail de la semelle inférieure serait en moyenne de 4 p. 100 plus élevé que celui de la semelle supérieure; l'observation montre, au contraire, qu'il est en moyenne de 14 p. 100 plus faible dans la semelle inférieure.

On trouve aussi que, d'une part, le rapport entre le travail moyen calculé et observé dans la membrure inférieure est de 1,34, et que, d'autre part, il est de 1,12 pour la membrure supérieure. On en déduit que le travail calculé des semelles inférieure et supérieure étant représenté par 204, le travail observé est de 166, et que, par suite, leur rapport est de 1,22. Si donc on multiplie par 1,22 les résultats fournis par l'expérience, ce qui revient à augmenter dans le même rapport le coefficient d'élasticité, les chiffres ainsi obtenus représenteront effectivement le travail dans les semelles et seront tels que leur somme sera égale à celle des chiffres correspondants donnés par le calcul. Le coefficient d'élasticité serait ainsi égal à 24.400, au lieu de 20.000. En multipliant les chiffres lus sur les appareils Manet par un coefficient variant de 1,15 à 1,30, et en tenant compte de la dissymétrie de la poutre, on trouve que le travail observé est sensiblement égal à celui mesuré.

On peut attribuer aux mêmes causes et dans la même mesure les différences que nous avons constatées dans le travail des barres, savoir dissymétrie de la poutre et adoption d'un coefficient d'élasticité trop faible généralement.

Si on prend, en effet, la moyenne des observations effectuées dans toutes les positions du train, sauf les trois premières, qui peuvent être entachées d'erreurs de lecture en raison de la faible valeur des efforts, on trouve que le travail des barres mesuré est de 172, le travail calculé étant de 194, et lui est égal au facteur 1,12 près. Le coefficient d'élasticité devrait donc être pris égal à 22.400, au lieu de 20.000.

Il suffirait de multiplier les résultats de l'expérience par un coefficient variant entre 1,06 et 1,15, pour que leur somme fût précisément égale à celle des efforts calculés.

En résumé, on peut expliquer en partie les anomalies que nous avons trouvées par les deux mêmes causes, savoir la dissymétrie de la poutre et l'adoption d'un coefficient d'élasticité trop faible.

Ces anomalies sont, du reste, peu importantes, puisqu'elles n'atteignent pas en moyenne 20 p. 100 et n'infirment pas l'hypothèse faite sur la répartition des charges ni la méthode de calcul employée qui indique dans l'espèce d'une manière très satisfaisante le travail réel de la poutre.

Ces épreuves montrent qu'il est nécessaire de tenir grand compte de la vitesse des trains dans les calculs faits à l'appui des projets de pont métallique. Dans l'espèce, l'augmentation du travail du métal due aux effets dynamiques est d'environ 22 p. 100 avec une vitesse de 35 kilomètres à l'heure.

M. Souleyre, dans son mémoire sur l'action dynamique des charges roulantes inséré aux *Annales des Ponts et Chaussées* d'octobre 1889, donne respectivement, pour les points situés au quart et à la moitié de la portée, des

coefficients de majoration de 23 p. 100 et de 10 p. 100 pour une portée de 30 mètres et de 22 p. 100 et de 10 p. 100 pour une portée de 40 mètres, la vitesse de la charge roulante étant de 36 kilomètres à l'heure. Le résultat que nous avons trouvé vérifie donc d'une manière satisfaisante les hypothèses et les calculs qui sont faits dans ce mémoire. Il démontre l'importance des effets dynamiques produits par une charge roulante et par suite la nécessité d'en tenir un grand compte dans la détermination de la section des pièces constitutives d'un pont. Les tableaux donnés par M. Souleyre (p. 425 du numéro précité) seront donc très utiles à ce point de vue; les coefficients de majoration qu'ils contiennent seront plutôt trop faibles, puisqu'on n'a pas pu faire entrer dans leur détermination l'action des chocs.

Ceci posé, il convient de se demander si l'adoption du type Varren pour ce pont de 35 mètres est bien justifiée et si elle répond bien à toutes les conditions d'économie et de résistance qu'on doit se proposer de réaliser.

Au point de vue économique, le type Warren paraît préférable. M. Résal a établi que son poids était inférieur à celui des autres systèmes (voir *Ponts métalliques*, p. 302).

Au point de vue de la déformation, le type présente aussi une supériorité assez marquée sur tous les autres. M. Résal a trouvé que la flèche d'une poutre Warren à triangles rectangles isocèles est représentée par 140, l'abaissement au milieu de la portée d'une poutre droite rigide à âme pleine étant égal à 100, tandis que la flèche d'une poutre Pratt (ou en N) serait de 160.

Malgré ces avantages, nous ne croyons pas que l'emploi de la poutre Warren soit parfaitement justifié dans l'espèce.

Nous avons établi plus haut que le coefficient économique de la poutre était de 0,006 et nous avons exprimé l'avis que l'élévation de ce coefficient était due à la faible

hauteur de la poutre par rapport à sa portée, enfin à l'abaissement sensible de la limite du travail généralement admise. Nous en avons tiré la conséquence que la hauteur de la poutre aurait dû être augmentée, le poids du métal de la maîtresse poutre diminué, pour être reportée sur le contreventement qui paraît insuffisant. Les épreuves de vitesse que nous avons effectuées viennent confirmer cette manière de voir. Les membrures supérieures des maîtresses poutres fouettaient au passage du train et les oscillations duraient encore pendant quelques minutes après son passage. Pour combattre cet effet, le contreventement de cette partie supérieure de la poutre serait nécessaire. Si donc, pour un pont établi dans des conditions identiques, on veut garder la voie à la partie inférieure, il conviendrait de donner à la poutre au moins la hauteur de 3^m,90 prévue par le cahier des charges de la concession pour les passages supérieurs. L'utilisation du métal serait meilleure et la rigidité du pont plus grande sans augmentation sensible de métal. Mais, en augmentant la hauteur de la poutre et en la portant à 4 mètres, on aurait des pièces inclinées de plus de 4^m,50 de longueur soumises à la compression. Aussi nous paraît-il préférable, pour un pont de 35 mètres, d'abandonner le type Warren et de choisir le type Pratt (ou en N), qui présente de grands avantages tant au point de vue de l'économie du métal qu'au point de vue de la résistance et de la déformation.

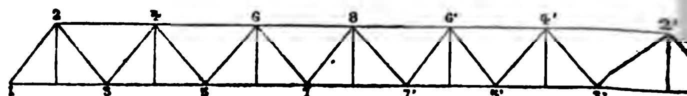
Le type Warren pourrait peut-être être employé pour des portées comprises entre 25 et 30 mètres, mais seulement dans le cas où la voie serait placée au milieu de la poutre.

Les épreuves de ce pont ont été exécutées sous la direction de M. l'Ingénieur en chef Arnaud.

A Angoulême, le 31 mars 1890.

TABLEAU N° 1. — **Efforts calculé**

NUMÉROS des CORDES	SECTION des CORDES	CHARGE PERMANENTE	CHARG…							
			MAXIMUM EN 2'		MAXIMUM EN 3'		MAXIMUM EN 4'		MAXIMUM EN 5…	
		Efforts calculés	Effort calculé	Effort observé	Effort calculé	Effort observé	Effort calculé	Effort observé	Effort calculé	Effort observ…
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	9.318	+ 11.333	+ 15.000	+ 15.840	+ 16.000	+ 14.909	+ 16.666	+ 15.841	+ 17.000	[illegible]
3	13.268	— 21.666	— 28.666	— 29.189	— 29.333	— 30.516	— 31.333	— 31.843	— 33.333	[illegible]
4	14.218	+ 30.666	+ 40.000	+ 27.014	+ 41.000	+ 27.014	+ 44.000	+ 31.279	+ 45.333	[illegible]
5	20.268	— 37.666	— 49.333	— 54.724	— 51.333	— 56.750	— 54.000	— 58.777	— 55.333	[illegible]
6	20.518	+ 42.666	+ 56.666	+ 49.243	+ 58.666	+ 45.140	+ 61.333	+ 47.197	+ 63.700	[illegible]
7	24.818	— 45.666	— 61.666	— 59.563	— 63.333	— 69.490	— 66.666	— 71.972	— 69.333	[illegible]
8	23.318	+ 46.666	+ 64.000	+ 58.295	+ 66.000	+ 64.309	+ 69.666	+ 65.290	+ 72 666	[illegible]
7'	24.818	— 45.666	— 64.666	— 62.045	— 66.666	— 62.045	— 70,333	— 71.972	— 72.666	[illegible]
6'	20.518	+ 42.666	+ 61.333	+ 53.347	+ 64.666	+ 53.347	+ 67.333	+ 55.398	+ 68.666	[illegible]
5'	20.268	— 37.666	— 57.333	— 46.616	— 58.666	— 42.563	— 60.000	— 44.589	— 62.000	[illegible]
4'	14.218	+ 30.666	+ 47.333	+ 39.810	+ 48.333	+ 39.810	+ 50.666	+ 42.654	+ 50.666	[illegible]
3'	13.268	— 21.666	— 35.666	— 26.536	— 37.333	— 24.209	— 37.000	— 26.536	— 36.666	[illegible]
2'	9.318	+ 11.333	+ 20.666	+ 12.113	+ 20.666	+ 13.045	+ 37.000	+ 7.454	+ 20.000	[illegible]
1'	0	0	0	0	0	0	0	0	0	

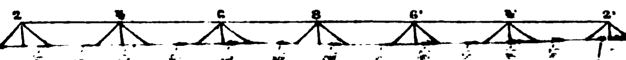


…observés dans les semelles.

…ULANTE												CHARGE PERMANENTE et CHARGE ROULANTE (V = 35k)	
…MUM EN 6'		MAXIMUM EN 7'		MAXIMUM EN 8		MAXIMA		ÉPREUVES DE VITESSE (V=35k)			
…ulé	Effort observé	Effort calculé	Effort observé	Effort calculé	Effort observé	Effort calculé	Effort observé	Effort calculé	Effort observé	Effort calculé	Effort observé
…	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
…666	+13.045	+18.666	+10.250	+18.333	+11.182	+20.666	+15.831	+20.666	+18.636	+ 31.999	+ 29.968
…000	—27.862	—33.666	—29.190	—34.000	—30.516	—37.333	—30.516	—37.333	—35.824	— 58.999	— 57.490
…666	+27.014	+47.333	+28.436	+46.666	+22.749	+50.666	+32.701	+50 666	+46.919	+ 81.382	+ 77.585
…000	—54.724	—58.666	—54.724	—57.333	—54.724	—62.000	—52.697	—62.000	—66.884	— 99.666	—104.550
…6.000	+53.347	+68.000	+55.399	+66.000	+53.347	+70.000	+57.450	+70.000	+71.813	+112 666	+104.479
…666	—71.972	—73.000	—74.454	—72.000	—59.563	—73.333	—74.454	—73.333	—81.899	—118.896	—127.165
…000	+67.622	+74.000	+53.651	+75.333	+62.959	+75.333	+64.309	+75.333	+81.613	+121.999	+128.279
…666	—67.008	—73.333	—69.490	—72.666	—60.445	—73.333	—69.490	—73.333	—69.090	—118.996	—114.756
…000	+53.347	+68.000	+45.140	+69.666	+49.243	+70.000	+53.347	+70.000	+61.554	+112.666	+104.220
…666	—50.670	—58.666	—50.670	—61 333	—46.616	—62.000	—54.724	—62.000	—56.750	— 99.666	— 94.416
…333	+36.967	+48.000	+29.838	+49.333	+32,701	+50.666	+42.654	+50.666	+49.763	+ 81.332	+ 80.429
…333	—26.536	—35.333	—19.892	—35 333	—25.209	—37.333	—25.209	—37,333	—39 804	— 58.999	— 61.470
…666	+ 7.854	+18 666	+ 8.386	+18.666	+11.182	+20.666	+11.113	+20.666	+29.818	+ 31,999	+ 41.151
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

TABLEAU N° 2. — **Travail par millimètre carré calculé et observé dans les semelles.**

NUMÉROS des CORDES	SECTION des CORDES	CHARGE PERMANENTE Travail par millimètre carré calculé	CHARGE ROULANTE — MAXIMUM en 2' Travail par mm² calculé	MAXIMUM en 2' Travail par mm² observé	MAXIMUM en 3' Travail par mm² calculé	MAXIMUM en 3' Travail par mm² observé	MAXIMUM en 4' Travail par mm² calculé	MAXIMUM en 4' Travail par mm² observé	MAXIMUM en 5' Travail par mm² calculé	MAXIMUM en 5' Travail par mm² observé	MAXIMUM en 6' Travail par mm² calculé	MAXIMUM en 6' Travail par mm² observé	MAXIMUM en 7' Travail par mm² calculé	MAXIMUM en 7' Travail par mm² observé	MAXIMUM en 8 Travail par mm² calculé	MAXIMUM en 8 Travail par mm² observé	MAXIMA Travail par mm² calculé	MAXIMA Travail par mm² observé	ÉPREUVES DE VITESSE (V = 35k) Travail par mm² calculé	ÉPREUVES DE VITESSE (V = 35k) Travail par mm² observé	CHARGE PERMANENTE ET CHARGE ROULANTE (V = 35k) Travail par mm² calculé	CHARGE PERMANENTE ET CHARGE ROULANTE (V = 35k) Travail par mm² observé
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	9.318	+1,21	+1,61	+1,7	+1,71	+1,6	+1,79	+1,7	+1,82	+1,4	+2,01	+1,1	+2,00	+1,1	+1,90	+1,2	+4,22	+1,70	+2,22	+2,00	+3,43	+3,21
3	13.268	−1,64	−2,16	−2,2	−2,21	−2,3	−2,37	−2,4	−2,51	−2,7	−2,58	−2,1	−2,53	−2,2	−2,57	−2,3	−2,86	−2,30	−2,86	−2,70	−4,50	−4,34
4	14.218	+2,16	+2,81	+1,9	+2,88	+1,9	+3,09	+2,2	+3,19	+2,3	+3,29	+1,9	+3,33	+2,0	+3,28	+1,6	+3,56	+2,30	+3,56	+3,30	+5,72	+5,46
5	20.268	−1,85	−2,43	−2,7	−2,53	−2,8	−2,66	−2,9	−3,06	−2,9	−2,86	−2,7	−2,89	−2,7	−2,83	−2,7	−3,06	−2,60	−3,06	−3,30	−4,91	−5,15
6	20.518	+2,08	+2,76	+2,4	+2,88	+2,2	+2,99	+2,3	+3,10	+2,6	+3,41	+2,6	+3,31	+2,7	+3,22	+2,6	+3,43	+2,80	+3,43	+3,50	+5,51	+5,58
7	24.718	−1,84	−2,49	−2,4	−2,55	−2,8	−2,68	−2,9	−2,79	−3,1	−2,93	−2,9	−2,94	−3,0	−2,90	−2,4	−2,96	−3,00	−2,96	−3,30	−4,80	−5,14
8	23.318	+2,00	+2,75	+2,5	+2,83	+2,7	+2,99	+2,8	+3,12	+3,0	+3,26	+2,9	+3,17	+2,3	+3,23	+2,7	+3,23	+2,70	+3,23	+3,50	+5,23	+5,50
7'	24.818	−1,84	−2,61	−2,5	−2,68	−2,5	−2,83	−2,9	−2,73	−2,8	−2,93	−2,7	−2,96	−2,8	−2,93	−2,5	−2,96	−2,80	−2,96	−2,80	−4,80	−4,64
6'	20.518	+2,08	+2,99	+2,6	+3,15	+2,6	+3,28	+2,7	+3,33	+2,7	+3,43	+2,6	+3,31	+2,2	+3,39	+2,4	+3,43	+2,60	+3,43	+3,00	+5,51	+5,08
5'	20.268	−1,85	−2,85	−2,3	−2,89	−2,1	−2,96	−2,2	−3,06	−2,7	−2,99	−2,5	−2,89	−2,5	−3,03	−2,3	−3,06	−2,70	−3,06	−2,80	−4,91	−4,65
4'	14.218	+2,16	+3,35	+2,8	+3,39	+2,8	+3,56	+3,0	+3,56	+2,6	+3,45	+2,6	+3,38	+2,1	+3,47	+2,3	+3,56	+3,00	+2,86	+3,50	+5,72	+5,66
3'	13.268	−1,64	−2,69	−2,0	−2,81	−1,9	−2,79	−2,0	−2,79	−2,2	−2,73	−2,0	−2,66	−1,5	−2,66	−1,9	−2,86	−1 90	−2,86	−3,00	−4,50	−4,64
2'	9.318	+1,21	+2,22	+1,3	+2,22	+1,4	+2,14	+0,8	+2,14	+1,1	+2,01	+0,8	+2,01	+0,9	+2,01	+1,2	+2,22	+1,30	+2,22	+2,30	+3,43	+3,51
1'	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0



TRAIN RECOUVRANT la travée		MAXIMA		ÉPREUVE DE VITESSE (V = 35k)		CHARGE PERMANENTE et CHARGE ROULANTE (V = 35k)	
Effort calculé	Effort observé	Effort calculé	Effort observé	Effort calculé	Effort observé	Effort calculé	Effort observé
30	31	32	33	34	35	36	37
−24.816	−16.272	−31.548	−13.560	−31.548	−17.628	−49.920	−35 960
+20.460	+20.727	+27.588	+17.148	+27,588	+17.148	+43 637	+33.197
−18.216	−19.855	−25.080	−24.368	−25.080	−29.783	−38.625	−43.418
+13,860	+14.872	+20.196	+17.846	+20.196	+17.846	+30.894	+28.544
−10.764	−11.895	−16.896	−17.103	−16.896 + 4.239	−16.359 + 3.718	−24.786	−24.249
+ 7.392	+ 6.760	+13.860	+ 8.840	+13 860 − 6.344	+13.000 − 5.720	+18.593	+17.733
− 3.036	− 3.640	−11.088	−10.920	−11.088 + 8.580	−10.920 + 5 200	−12.716	−12.548
+ 792	+ 1.040	−11.088	− 7.800	−11.088 + 858	−10.920 + 6.760	−12.716	−12 548
+ 3.564	+ 4.160	+10.920	+10.920	+13.860 − 6.344	+13.520 − 2.600	+18.593	+18.523
− 6.732	−10.410	−16.896	−15.616	−16.896 + 4.239	−16 359	−24 786	−24.249
+11.880	+17.846	+20.196	+16.359	+20.196	+18 590	+30 894	+29.288
−19.668	−21.660	−25.080	−24.368	−25.080	−24.368	−38.625	−37.913
+22,572	+24.367	+27.588	+27.075	+27 588	+28.880	+43.637	+44.929
−29.040	−13.560	−31.598	−20.340	−31.548	−16.272	−49.920	−34.594

TABLEAU N° 2. — **Travail par millimètre carré calculé et observé dans les semelles.**

NUMÉROS des CORDES	SECTION des CORDES	CHARGE PERMANENTE	CHARGE ROULANTE																CHARGE PERMANENTE ET CHARGE ROULANTE (V = 35k)	
			MAXIMUM en 2′		MAXIMUM en 3′		MAXIMUM en 4′		MAXIMUM en 5′		MAXIMUM en 6′		MAXIMUM en 7′		MAXIMUM en 8		MAXIMA		ÉPREUVES DE VITESSE (V = 35k)			
		Travail par millimètre carré calculé	Travail par mm² calculé	Travail par mm² observé	Travail par mm² calculé	Travail par mm² observé	Travail par mm² calculé	Travail par mm² observé	Travail par mm² calculé	Travail par mm² observé	Travail par mm² calculé	Travail par mm² observé	Travail par mm² calculé	Travail par mm² observé	Travail par mm² calculé	Travail par mm² observé	Travail par mm² calculé	Travail par mm² observé	Travail par mm² calculé	Travail par mm² observé	Travail par mm² calculé	Travail par mm² observé
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	9.318	+1,21	+1,61	+1,7	+1,71	+1,6	+1,79	+1,7	+1,82	+1,4	+2,01	+1,4	+2,00	+1,1	+1,90	+1,2	+4,22	+1,70	+2,22	+2,00	+3,43	+3,21
3	13.268	−1,64	−2,16	−2,2	−2,21	−2,3	−2,37	−2,4	−2,51	−2,7	−2,58	−2,1	−2,53	−2,2	−2,57	−2,3	−2,86	−2,30	−2,86	−2,70	−4,50	−4,34
4	14.218	+2,16	+2,81	+1,9	+2,88	+1,9	+3,09	+2,2	+3,19	+2,3	+3,29	+1,9	+3,33	+2,0	+3,28	+1,6	+3,56	+2,30	+3,56	+3,30	+5,72	+5,46
5	20.268	−1,85	−2,43	−2,7	−2,53	−2,8	−2,66	−2,9	−3,06	−2,9	−2,86	−2,7	−2,89	−2,7	−2,83	−2,7	−3,06	−2,60	−3,06	−3,30	−4,91	−5,15
6	20.518	+2,08	+2,76	+2,4	+2,88	+2,2	+2,99	+2,3	+3,10	+2,6	+3,41	+2,6	+3,31	+2,7	+3,22	+2,6	+3,43	+2,80	+3,43	+3,50	+5,51	+5,58
7	24.718	−1,84	−2,49	−2,4	−2,55	−2,8	−2,68	−2,9	−2,79	−3,1	−2,93	−2,9	−2,94	−3,0	−2,90	−2,4	−2,96	−3,00	−2,96	−3,30	−4,80	−5,14
8	23.318	+2,00	+2,75	+2,5	+2,83	+2,7	+2,99	+2,8	+3,12	+3,0	+3,26	+2,9	+3,17	+2,3	+3,23	+2,7	+3,23	+2,70	+3,23	+3,50	+5,23	+5,50
7′	24.818	−1,84	−2,61	−2,5	−2,68	−2,5	−2,83	−2,9	−2,73	−2,8	−2,93	−2,7	−2,96	−2,8	−2,93	−2,5	−2,96	−2,80	−2,96	−2,80	−4,80	−4,64
6′	20.518	+2,08	+2,99	+2,6	+3,15	+2,6	+3,28	+2,7	+3,33	+2,7	+3,43	+2,6	+3,31	+2,2	+3,39	+2,4	+3,43	+2,60	+3,43	+3,00	+5,51	+5,08
5′	20.268	−1,85	−2,85	−2,3	−2,89	−2,1	−2,96	−2,2	−3,06	−2,7	−2,99	−2,5	−2,89	−2,5	−3,03	−2,3	−3,06	−2,70	−3,06	−2,80	−4,91	−4,65
4′	14.218	+2,16	+3,35	+2,8	+3,39	+2,8	+3,56	+3,0	+3,56	+2,6	+3,45	+2,6	+3,38	+2,1	+3,47	+2,3	+3,56	+3,00	+2,86	+3,50	+5,72	+5,66
3′	13.268	−1,64	−2,69	−2,0	−2,81	−1,9	−2,79	−2,0	−2,79	−2,2	−2,73	−2,0	−2,66	−1,5	−2,66	−1,9	−2,86	−1 90	−2,86	−3,00	−4,50	−4,64
2′	9.318	+1,21	+2,22	+1,3	+2,22	+1,4	+2,14	+0,8	+2,14	+1,1	+2,01	+0,8	+2,01	+0,9	+2,01	+1,2	+2,22	+1,30	+2,22	+2,30	+3,43	+3,51
1′	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

…IMUM E…		TRAIN RECOUVRANT la travée		MAXIMA		ÉPREUVE DE VITESSE (V = 35k)		CHARGE PERMANENTE et CHARGE ROULANTE (V = 35k)	
…t …é	Ef… ob…	Effort calculé	Effort observé	Effort calculé	Effort observé	Effort calculé	Effort observé	Effort calculé	Effort observé
—	[illegible]	30	31	32	33	34	35	36	37
68	— 1[illegible]2	— 24.816	— 16.272	— 31.548	— 13.560	— 31.548	— 17.628	— 49.920	— 35 960
80	+ 1[illegible]5	+ 20.460	+ 20.727	+ 27.588	+ 17.148	+ 27,588	+ 17.148	+ 43 637	+ 33.197
76	— [illegible]5	— 18.216	— 19.855	— 25.080	— 24.368	— 25.080	— 29.783	— 38.625	— 43.418
08	+ [illegible]5	+ 13,860	+ 14.872	+ 20.196	+ 17.846	+ 20.196	+ 17.846	+ 30.894	+ 28.544
24	+ [illegible]1	— 10.764	— 11.895	— 16.896	— 17.103	— 16.896 + 4.239	— 16.359 + 3.718	— 24.786	— 24.249
24	— [illegible]0	+ 7.392	+ 6.760	+ 13.860	+ 8.840	+ 13 860 — 6.341	+ 13.000 — 5.720	+ 18.593	+ 17.733
24	+ [illegible]0	— 3.036	— 3.640	— 11.088	— 10.920	— 11.088 + 8.580	— 10.920 + 5 200	— 12.716	— 12.548
24	— [illegible]0	+ 792	+ 1.040	— 11.088	— 7.800	— 11.088 + 858	— 10.920 + 6.760	— 12.716	— 12 548
24	+ [illegible]0	+ 3.564	+ 4.160	+ 10.920	+ 10.920	+ 13 860 — 6.344	+ 13.520 — 2.600	+ 18.593	+ 18.523
24	— [illegible]7	— 6.732	— 10.410	— 16.896	— 15.616	— 16.896 + 4.239	— 16 359	— 24 786	— 24.249
24	+ [illegible]3	+ 11.880	+ 17.846	+ 20.196	+ 16.359	+ 20.196	+ 18 590	+ 30 894	+ 29.288
24	— [illegible]3	— 19.668	— 21.660	— 25.080	— 24.368	— 25.080	— 24.368	— 38.625	— 37.913
24	+ [illegible]0	+ 22,572	+ 24.367	+ 27.588	+ 27.075	+ 27 588	+ 28.880	+ 43.637	+ 44.929
24	— [illegible]0	— 29.040	— 13.560	— 31.598	— 20.340	— 31.548	— 16.272	— 49.920	— 34.594

N° 32

L'ÉCLAIRAGE ÉLECTRIQUE

DE LA GARE DE L'EST, A PARIS

Par M. SIÉGLER, Ingénieur en chef des ponts et chaussées,
Ingénieur en chef adjoint de la Voie aux chemins de fer de l'Est.

La Compagnie des chemins de fer de l'Est vient d'établir dans sa gare de Paris des installations d'éclairage électrique assez importantes, dont nous nous proposons de donner la description.

CHAPITRE I.

SITUATION ANCIENNE DE L'ÉCLAIRAGE DE LA GARE DE L'EST.

Depuis plusieurs années déjà, une partie de la gare de l'Est (voyageurs) était éclairée au moyen de lampes à arc alimentées par une dynamo Gramme installée d'une manière tout à fait provisoire. Ce n'était là qu'un essai par lequel on a cherché à se rendre compte des avantages et du prix de revient de l'éclairage électrique.

D'autre part, les voies les plus fréquentées de la gare des marchandises, sur 2 kilomètres de longueur au delà de la rue La Fayette, sont éclairées à l'électricité depuis 1882, à titre définitif. Trente lampes à arc, système

Brush ou Cance, sont groupées par quinze en tension, sur deux circuits, et alimentées par des dynamos Brush. Celles-ci sont actionnées par deux machines horizontales de 30 chevaux, au moyen d'une transmission intermédiaire. La vapeur est fournie par des générateurs, à foyer intérieur et à retour de flamme, qui alimentent en même temps les machines des cabestans hydrauliques servant à la manœuvre des wagons dans la gare aux marchandises de La Villette.

Tout en introduisant progressivement l'emploi de l'électricité, la compagnie a cherché à perfectionner l'éclairage au gaz. Depuis longtemps, on a essayé le système Siemens dont les lourdes lampes sont encore suspendues aux fermes de la halle des voyageurs. Plus récemment on a fait une large application de lampes Wenham et Cromartie, et les halles de messageries au départ ont été éclairées ainsi avec un plein succès. Dans les cours, sur les points exposés à de forts courants d'air, on a employé de préférence les becs phares de la Compagnie parisienne, bien qu'ils donnent un rendement moins avantageux (*).

Telle était la situation en 1888, lorsque la Compagnie fut amenée à entreprendre une nouvelle installation d'éclairage électrique, plus importante, à la suite des travaux d'agrandissement de la gare qui se poursuivent depuis quelques années et dont nous allons dire quelques mots.

Le bâtiment des voyageurs, dont la façade monumentale domine le boulevard de Strasbourg, est enserré entre deux rues qui ne permettent pas de l'élargir sur le devant. Les installations et notamment le nombre des voies étant devenus tout à fait insuffisants, on a été conduit à élargir la gare au delà de la rue de Nancy. On a jeté bas

(*) Depuis, la Compagnie a employé des becs Cordier Lacaze qui donnent de très bons résultats.

les bâtiments affectés aux services des messageries et de la douane, et on en a établi de nouveaux à l'est, vers la rue du faubourg Saint-Martin.

A la place des bâtiments ainsi démolis, on a créé des voies et des trottoirs nouveaux servant pour l'arrivée des trains (voir le plan, Pl. 51). Ces trottoirs, recouverts de marquises à une seule ligne de supports, aboutissent à un comble transversal, qui se relie avec la grande halle des voyageurs.

Le bâtiment (pavillon n° 6), situé en bordure de la rue de Nancy et de la cour d'arrivée, est destiné à disparaître dans le courant de l'année 1890 et laissera la place nécessaire pour agrandir la cour d'arrivée, tout à fait insuffisante aujourd'hui. Ce pavillon, construit autrefois à titre provisoire, abrite les services de l'économat, de la voie et de la construction (lignes neuves). L'économat va être reporté de l'autre côté du faubourg Saint-Martin; la voie et la construction seront réinstallées dans les nouveaux bâtiments d'administration construits par la compagnie et dont il nous reste à parler.

Autrefois, l'administration centrale de la compagnie, les services de l'exploitation et de la traction étaient logés dans les deux étages du bâtiment des voyageurs qui, par suite du développement du réseau, sont devenus tout à fait insuffisants.

En 1882, on a établi un bâtiment spécial pour le service de la traction, au coin de la rue La Fayette et de la rue d'Alsace. La compagnie a ensuite acquis un vaste terrain (6.640 mètres carrés) entre la rue d'Alsace et la rue du faubourg Saint-Denis, et y a édifié un ensemble de bâtiments dans lesquels sont déjà installés les services financiers de la compagnie, et qui seront en outre affectés au conseil d'administration, aux services du contentieux, de la voie et de la construction.

Le plan de Pl. 51 indique cet ensemble de bâtiments

et la même planche en donne (*fig.* 2) une coupe en long, perpendiculaire au faubourg Saint-Denis, et une coupe en travers (*fig.* 1) par le hall central (salle du public ayant affaire aux services financiers).

Les projets ont été dressés dans l'hypothèse qu'une rue sera établie par la ville de Paris, d'accord avec la compagnie de l'Est, entre la rue du faubourg Saint-Denis et la rue d'Alsace. L'emplacement de cette rue est occupé par la cour nord des bâtiments, dans laquelle se trouve l'entrée du hall central.

Ces explications étaient nécessaires pour montrer que, dans le courant de l'année 1889, la compagnie de l'Est devait assurer l'éclairage d'un grand nombre d'édifices nouveaux : halles et bureaux de messagerie et de douane, d'une part, bâtiments d'administration, d'autre part, ainsi que des cours, rues d'accès qui en dépendent, des nouvelles voies et des nouveaux trottoirs d'arrivée. Elle a dû se demander s'il convenait d'établir des conduites de gaz dans ces nouvelles installations ou de recourir à l'électricité.

Dans les bureaux où se trouvent un grand nombre d'employés, l'électricité donne un éclairage plus hygiénique, ne chauffant pas, ne viciant pas l'air.

Au point de vue des dangers d'incendie, on a attribué à l'électricité une supériorité qui est aujourd'hui quelque peu contestée. C'est dans l'intérêt de la sécurité que l'on a installé à grands frais l'éclairage électrique dans les théâtres où le gaz existait déjà. Il était donc naturel de préférer ce mode d'éclairage dans le bâtiment d'administration qui doit abriter de grandes quantités de titres et où aucune conduite de gaz n'existait encore, et dans des halles de messageries où s'accumulent parfois des marchandises de valeur.

Enfin, l'électricité présente des avantages incontestables pour l'éclairage des grandes surfaces : halles, trot-

toirs, cours, où se produit un mouvement de voyageurs très intense.

La compagnie a donc soumis à l'administration supérieure un projet pour l'établissement de l'éclairage électrique dans les nouveaux bâtiments ainsi que dans la halle des voyageurs et dans les cours aux abords de la gare. Ce projet a été approuvé par une décision ministérielle du 11 mars 1889 et a aussitôt été mis à exécution.

Les travaux ont été confiés à une série d'entrepreneurs ou de constructeurs spécialistes, par voie d'adjudication ou de concours; d'autres ont été exécutés en régie. Quant au service de l'éclairage électrique, il est assuré par la compagnie elle-même en régie directe.

On aurait pu, comme la compagnie de l'Ouest l'a fait avec succès à la gare Saint-Lazare, traiter avec un entrepreneur qui aurait exécuté les installations à ses frais et aurait fourni la lumière à un prix déterminé. Mais la gare de l'Est n'est pas, comme la gare Saint-Lazare, arrivée déjà à sa forme définitive et comporte encore d'importants remaniements. Dans ces conditions, il est préférable que la Compagnie reste entièrement maîtresse des canalisations électriques qui sont exposées à être déplacées et modifiées ultérieurement.

L'électricité fait des progrès très rapides dont on ne peut prévoir le terme. En créant et en exploitant elle-même ses installations, la Compagnie a l'avantage de pouvoir profiter de tous les perfectionnements qui se produiront; ce résultat serait difficile à obtenir avec un concessionnaire, quelles que soient les clauses insérées à cet égard dans le cahier des charges.

La Compagnie avait déjà, à Paris, la plus grande partie du personnel nécessaire pour diriger la construction et l'exploitation des installations d'éclairage qui n'entraînent en conséquence qu'une augmentation insignifiante de ses frais généraux.

CHAPITRE II.

DISPOSITIONS GÉNÉRALES DE L'ÉCLAIRAGE ÉLECTRIQUE.

Le plan (planche n° 51) indique les surfaces éclairées par l'électricité et le nombre de lampes à arc ou à incandescence employées.

Ces lampes devant être utilisées par un grand nombre de services distincts, on les a réparties en plusieurs groupes qui sont commandés par des tableaux secondaires de distribution séparés servant à opérer l'allumage et l'extinction. L'état ci-dessous donne la répartition de ces groupes :

NUMÉROS des groupes et des tableaux secondaires	EMPLACEMENTS ÉCLAIRÉS	LAMPES A ARC de 35 carcels	LAMPES A ARC de 20 carcels	LAMPES A INCANDESCENCE de 16 bougies (1,5 carcel)	LAMPES A INCANDESCENCE de 10 bougies (1 carcel)
1	Cour de départ Ouest, quais de gauche et intermédiaire sous la halle des voyageurs, bureaux.	13	»	9	4
2	Cour d'honneur, vestibule, bagages au départ	17	»	2	
3	Cour d'arrivée, quai de droite sous la halle, bagages à l'arrivée . . .	15	6		
4	Messageries au départ et cour aux abords.	10			
5	Voies et quais extérieurs de départ.	10	4	33	
6	Voies et quais extérieurs d'arrivée.	16	»	144	
7	Voies de garage le long des messageries à l'arrivée.	2	3		
8	Messageries à l'arrivée (halle et bureaux).	7	»	1	93
9	Cours et voies des messageries à l'arrivée et de la douane	10			
10	Halles et bureaux de la douane. . .	»	12	3	89
11	Bâtiments d'administration (rue d'Alsace et faubourg Saint-Denis).	3	»	38	1.069
»	Eclairage de l'usine électrique . . .	2	»	»	25
	Totaux.	105	25	220	1.280
		130		1.500	

L'installation comprend ainsi 130 lampes à arc et 1.500

lampes à incandescence, dont 1.100 environ dans les bâtiments d'administration.

Disposition générale des circuits. — Les machines produisant l'électricité ont été logées dans un bâtiment spécialement construit à cet effet dans un angle mort de la gare, au n° 179 du faubourg Saint-Martin. Il a été impossible de trouver dans la gare, soit en sous-sol soit autrement, un emplacement plus central qui ne fût pas exposé à gêner le développement ultérieur des voies.

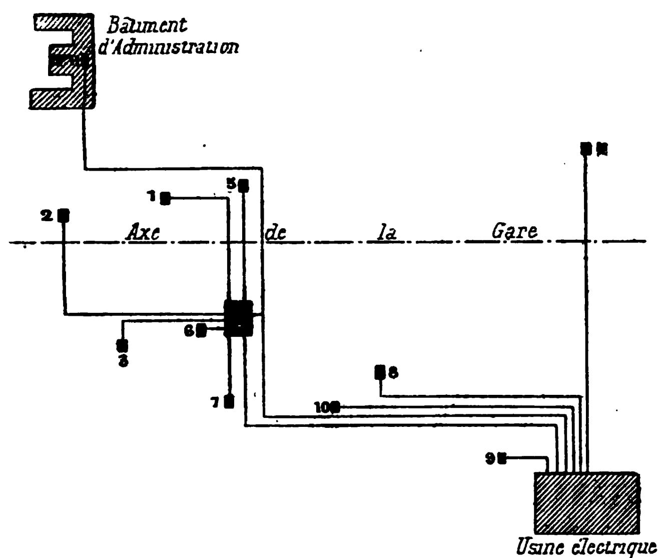


Fig. 1.

De la salle des machines partent des conducteurs principaux dont les uns vont directement aux tableaux de distribution des groupes n°s 4, 8, 9, 10, peu éloignés de l'usine, pendant que les autres aboutissent à un tableau principal placé à l'angle nord-est de la halle des voyageurs; sur ce tableau se greffent des conducteurs secondaires

alimentant les tableaux des groupes 1, 2, 3, 5, 6 et 7. Le conducteur principal qui alimente les bâtiments d'administration (tableau n° 11) va directement de l'usine à ce tableau, mais passe au tableau principal et peut être à volonté relié avec ce dernier.

Le schéma ci-dessus explique cette disposition.

Système de distribution. — La distribution est faite en dérivation.

Ce système comporte des tensions peu élevées, ne pouvant causer d'accident par commotion, et assure l'indépendance des foyers. Il exige des conducteurs de grande section, puisque ceux-ci sont traversés par des courants de grande intensité et de faible tension, et n'est pas avantageux lorsque les points à éclairer sont très éloignés les uns des autres. C'est pour cela que pour l'éclairage de la gare de La Villette, dont nous avons dit un mot plus haut, on a eu recours à des foyers placés en tension et répartis sur 2 kilomètres de longueur. Ici il s'agit de distances beaucoup moins grandes, le tableau n° 11, le plus éloigné, se trouvant à 560 mètres de l'usine.

Pour réduire le calibre des conducteurs, et par suite la dépense, on a adopté le système dit à trois fils, aujourd'hui très répandu.

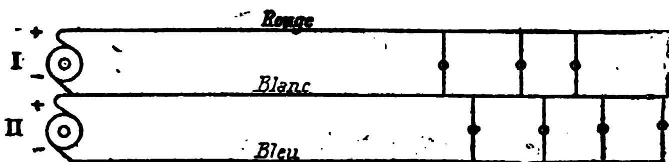


Fig. 2.

Dans ce système, trois conducteurs, marqués en rouge, blanc et bleu, sont alimentés par deux dynamos I et II fonctionnant simultanément.

La dynamo I a son pôle positif relié au conducteur

rouge, son pôle négatif au conducteur blanc; la dynamo II a son pôle positif relié au même conducteur blanc, tandis que son pôle négatif est en communication avec le conducteur bleu. Les lampes sont montées en dérivation, en nombre à peu près égal, entre les conducteurs rouge et blanc d'une part, et les conducteurs bleu et blanc d'autre part. Quand toutes les lampes fonctionnent, le conducteur blanc (dit neutre ou de compensation) est parcouru par deux courants de sens contraire qui s'annulent; il pourrait à ce moment avoir une section négligeable.

Une distributiou à deux fils comporte simplement un fil d'aller et un fil de retour avec une seule dynamo ou plusieurs dynamos associées en quantité.

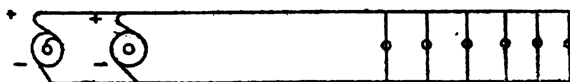


Fig. 3.

Pour que, dans les deux systèmes, la perte de force électromotrice dans les conducteurs soit la même, les conducteurs n'ont besoin d'avoir dans le système à trois fils qu'une section quatre fois moindre que dans celui à deux fils, parce que, d'une part, chacun des circuits rouge blanc, blanc bleu, dessert moitié moins de lampes que le circuit unique à deux fils, et que, d'autre part, la résistance de chacun de ces circuits est nulle dans le fil blanc, puisque celui-ci est parcouru par un courant d'intensité nulle. C'est ce dont il est facile de se rendre compte en appliquant les formules des lois de Ohm.

Au lieu de deux fils ayant une section égale à 1, on a donc trois fils ayant une section $\frac{1}{4}$, et le volume de cuivre se trouve réduit dans le rapport de 2×1 à $3 \times \frac{1}{4}$, ou de 8 à 3. L'économie réalisée est donc de 5/8 sur le poids

du cuivre. Toutefois le système à trois fils comporte certaines complications qui font perdre une partie du bénéfice de cette économie.

Énergie électrique nécessaire. — Les lampes à arc employées, donnant une lumière équivalente à 35 carcels (déduction faite de la lumière absorbée par le globe opale) exigent chacune un courant d'une intensité de 7 ampères et d'une force électro-motrice de 65 volts aux bornes du circuit de la lampe.

Les lampes à arc de 20 carcels consomment 5 ampères, à 65 volts.

Avec la même force électro-motrice, les lampes à incandescence de 1,5 carcel (ou 16 bougies) absorbent un courant de 1 ampère; celles de 1 carcel (10 bougies) prennent 0,75 ampère.

Les circuits ont été calculés de manière à absorber en totalité 10 volts. La différence de potentiel aux bornes des dynamos doit donc être de 75 volts.

L'énergie électrique demandée aux dynamos se déduit des chiffres qui précèdent et s'élève à 153.000 watts, (volts × ampères).

On a installé trois dynamos, dont une en réserve. Chacune d'elle doit donc fournir au moins 76.500 watts.

Puissance des machines à vapeur. — Chaque dynamo est actionnée par une machine à vapeur. Pour calculer la force à donner à ces machines, on a admis pour les dynamos un rendement de 85 p. 100 qui a été dépassé dans les essais, et une perte de 10 p. 100 dans les courroies et organes des moteurs. La force de chaque machine doit donc être de

$$\frac{76.500}{0,85 \times 0,90} = 100.000 \text{ watts},$$

soit 136 chevaux (à raison de 736 watts par cheval).

Quantité de vapeur nécessaire. — Les machines à vapeur sont à condensation. En admettant que chacune d'elles consomme 10 kilogrammes de vapeur par cheval et par heure, la quantité de vapeur à produire sera, pour deux moteurs marchant en même temps, de

$$2 \times 136 \times 10 = 2720 \text{ kg. par heure.}$$

Dans le cas où l'eau de condensation viendrait à manquer accidentellement, la consommation de vapeur augmenterait, et l'on a compté en conséquence sur 4.000 kilogrammes de vapeur.

Le projet dont nous venons d'indiquer les dispositions générales a été étudié par M. Delpeuch, inspecteur du gaz et des appareils électriques, sous la direction de M. Müntz, ingénieur en chef des ponts et chaussées, chargé de la 1re division de la voie.

Nous allons maintenant décrire avec quelques détails les installations elles-mêmes en adoptant un ordre inverse de celui que nous avons suivi jusqu'à présent, c'est-à-dire en commençant par l'usine électrique.

CHAPITRE III.

USINE ÉLECTRIQUE.

Dispositions générales. — L'espace dont nous disposions était excessivement restreint : 17 mètres de longueur en façade sur le faubourg Saint-Martin, sur 11 mètres de largeur. Il était occupé par une maison de peu de valeur, acquise par la Compagnie de l'Est pour l'extension de la gare. Cette maison a été démolie pour faire place à un bâtiment, en fer et en briques, à trois étages.

Au rez-de-chaussée, on a placé les machines à vapeur et les dynamos ; les vibrations transmises à l'édifice

sont ainsi bien plus faibles que si des machines avaient été logées à l'étage.

La grande salle que forme le rez-de-chaussée est coupée par une fosse de 4 mètres de profondeur où l'on a logé le réservoir pour l'eau de condensation, les pompes des condenseurs, etc...

Un puits a été creusé au fond de cette fosse pour fournir l'eau de condensation.

Au premier étage sont installés les générateurs et les appareils qui en dépendent.

Le deuxième étage, qui laisse au-dessus des générateurs un espace libre simplement vitré, conformément aux règlements de police, est destiné à recevoir un petit atelier, un magasin, etc.

La cheminée, en briques, n'a pu trouver de place en dehors de l'usine et traverse tout le bâtiment.

Bâtiment de l'usine électrique. — Le bâtiment est formé d'une carcasse métallique avec remplissage en maçonnerie de briques, et repose sur une fondation en maçonnerie ordinaire (voir Pl. 52, *fig.* 1 à 4 et Pl. 53, *fig.* 1 et 2.)

Dans les deux façades, trois robustes montants tubulaires en fers rivés supportent des sommiers. Trois autres montants, qui ne vont que jusqu'au premier étage, supportent un troisième sommier intermédiaire. Sur ces sommiers s'appuient les poutres transversales qui supportent le plancher du premier étage, formé de solives en acier et de voûtes en briques. Des consoles relient les montants aux pièces horizontales et assurent la rigidité des angles.

Le plancher du deuxième étage est beaucoup plus léger et ne comporte pas de supports intermédiaires, en sorte que le premier étage forme une grande salle sans aucune division.

Du côté du faubourg Saint-Martin, la façade ne comporte

pas de portes au rez-de-chaussée, par suite de considérations relatives à l'octroi, et est seulement percée de fenêtres ; les générateurs étant adossés à cette façade, elle ne présente aucune ouverture au premier étage. Au deuxième étage, existent deux fenêtres mansardées. Les machines à vapeur ont été introduites par le faubourg avant l'exécution des remplissages en briques.

La façade du côté de la gare présente, au rez-de-chaussée, une ouverture fermée par un rideau en tôle d'acier et permettant de faire entrer des pièces de machines; c'est par là qu'on a amené les dynamos. Au premier étage, se trouve une grande porte avec balcon pour l'introduction du charbon. Les wagons arrivant contre l'usine, on élève le charbon au moyen d'un petit monte-charge à vapeur sur lequel nous reviendrons.

Pour gagner de la place, l'escalier qui dessert les étages a été placé en encorbellement sur la façade du côté de la gare, assez haut pour laisser le passage des wagons que l'on manœuvre sur des plaques tournantes voisines. A l'un des paliers de l'escalier, on a ménagé un cabinet d'aisances.

Pour éviter que des wagons lancés sur les voies ne viennent enfoncer la façade de l'usine, on a établi à l'extrémité des voies des heurtoirs tout à fait indépendants de la carcasse métallique du bâtiment, qui fait pont pardessus. Le sol de la salle des machines a été placé, par cette raison, à $2^{m},65$ au-dessus des rails et se trouve à peu près au niveau du trottoir du faubourg Saint-Martin.

La carcasse métallique est séparée des bâtiments voisins par un vide de quelques centimètres, de manière à empêcher la transmission des vibrations. On a dû y ménager un passage pour la cheminée de l'usine.

Le plancher du premier étage a été calculé pour une surcharge de 5.500 kilogrammes par mètre carré dans la partie qui porte les générateurs, et pour une surcharge

de 2.000 kilogrammes dans la partie destinée à recevoir des dépôts de charbon. Ce plancher est formé de voûtes en briques. On voit qu'il a fallu pour le porter une charpente très robuste. Les solives en acier travaillent à $11^{kg},6$; les pièces en fer à 8 kilogrammes. Ces piliers en fer, dont la longueur est de $12^{m},6$ subissent un effort de compression de $3^{kg},3$ par millimètre carré.

Le poids total du métal employé dans la carcasse métallique, y compris l'escalier, est de 144.713 kilogrammes dont 5,666 kilogrammes d'acier. Les travaux ont été adjugés à la Société des forges de Franche-Comté et ont été menés très rapidement. Le montage, commencé le 5 juin 1889, était terminé à la fin de juillet, soit quatre mois et demi après l'adjudication.

Les projets des charpentes métalliques ont été dressés par M. Guillaume, Ingénieur principal du matériel fixe de la Compagnie de l'Est.

Cheminée. — Avant de commencer les fondations de l'usine on avait entrepris la cheminée et le puits.

La cheminée a 35 mètres de hauteur au-dessus du niveau du faubourg Saint-Martin, de manière à dépasser de 8 mètres les immeubles les plus élevés du voisinage: son diamètre en gueule est de $1^{m},840$; à la partie inférieure, pour gagner de la place, la forme circulaire a été remplacée par un carré à angles arrondis. Les carneaux étant placés au premier étage, la partie correspondant au rez-de-chaussée ne constitue que le support de la cheminée proprement dite; elle sert, en outre, à recevoir les escarbilles et les poussières entraînées par la fumée, en sorte que le nettoyage n'est que rarement nécessaire. C'est par là aussi que l'on a amené les matériaux de construction de la cheminée sans gêner le travail du montage de la carcasse métallique qui se poursuivait en même temps.

Les fondations de la cheminée ont présenté de sérieuses difficultés. On a reconnu par des sondages que le terrain était disloqué, probablement par d'anciens travaux d'extraction de plâtre, et on a dû asseoir les maçonneries sur quatre puits descendus à 14 mètres de profondeur et remplis de béton.

Nous avions pensé un moment, pour gagner de la place et du temps, à substituer à la cheminée en briques un tuyau en tôle galvanisée comme on en a employé à l'Exposition universelle. Mais le peu de durée des fers exposées aux fumées de houilles et la difficulté de haubanner une cheminée de ce genre nous ont fait abandonner cette idée.

Puits. — L'eau destinée à la vaporisation est amenée des réservoirs de la gare, qui sont alimentés par l'eau de la Marne; mais par des raisons d'économie il importait de se procurer sur place l'eau nécessaire pour les condenseurs, savoir 90 mètres cubes par heure.

On a en conséquence établi, vers le milieu de la salle des machines, un puits qui a été creusé à main d'homme jusqu'à 26 mètres de profondeur, avec $1^m,80$ de largeur dans œuvre, et prolongé par un forage de $0^m,66$ à $0^m,33$ de diamètre, jusqu'à une profondeur de $93^m,20$ au-dessous du niveau du faubourg Saint-Martin.

Le forage a traversé les sables de Beauchamp, les calcaires grossiers, les sables et argiles du Soissonnais. Il donne une quantité d'eau largement suffisante.

Les travaux ont été exécutés avec les engins de forage ordinaires, sans aucun incident, par la maison Paulin-Arrault (ancienne maison Mulot); ils ont duré 120 jours.

Générateurs. — Les générateurs de vapeur, placés comme nous l'avons dit au premier étage, sont au nombre de quatre, du type B. 6, de la maison Belleville.

Chacun d'eux peut produire 1.450 kilogrammes de vapeur par heure. Trois générateurs suffisent lorsque l'éclairage est à son maximum, le quatrième est en réserve.

L'alimentation est assurée par deux pompes à vapeur (petits chevaux), système Belleville, type n° 6, dont l'une est en réserve. L'eau nécessaire est prise dans une bâche en tôle de 6 mètres cubes, qui peut être remplie soit par l'eau provenant des réservoirs de la gare, soit par une prise d'eau de secours branchée sur les conduites de la ville. Deux robinets flotteurs commandent l'arrivée de l'eau ; celui qui est placé sur la conduite de la ville ne s'ouvre automatiquement que lorsque l'eau de la gare vient à manquer.

Malgré cette double alimentation, l'eau a failli manquer un jour, les réservoirs de la gare s'étant trouvés vides en même temps que l'eau manquait dans les conduites de la ville ; on a dû monter à bras, avec des seaux, de l'eau du puits. Pour plus de sécurité, nous avons alors installé une petite pompe spéciale commandée par une dynamo pour alimenter la bâche des générateurs avec l'eau du puits, qui est trop chargée de sels pour pouvoir servir à la vaporisation d'une manière normale, mais peut sans inconvénient être employée temporairement. Cette pompe centrifuge (Dumont, n° 0) est montée sur l'arbre d'une dynamo, avec rhéostat de mise en marche et d'arrêt progressif, et commutateur à plusieurs directions. Cet appareil (Pl. 52, *fig.* 7), fourni par la maison Sautter Lemonnier et Cie, peut monter 4 à 5 mètres cubes à l'heure à une hauteur de 14 mètres ; il n'a que 0^{m},60 de longueur sur 0^{m},30 de hauteur et prend ainsi fort peu de place.

Les générateurs sont timbrés à 15 kilogrammes ; la vapeur produite à 12 kilogrammes habituellement, est ramenée à 8 kilogrammes par un détendeur placé sur la

conduite générale de vapeur desservant les moteurs. Cette conduite porte également un purgeur.

Toute l'installation des générateurs, ainsi que la tuyauterie et des appareils accessoires, a été fournie par la maison Belleville.

Monte-charge. — Le monte-charge pour la manutention du charbon comprend un petit moteur à vapeur à deux cylindres et un chariot roulant sur une poutre qui fait saillie en dehors, au-dessus du wagon à décharger, Le moteur agit d'une part sur la chaîne de translation du chariot, d'autre part sur la chaîne de levage des bennes. Ces chaînes passent sur des poulies fixées au chariot.

La benne peut recevoir 100 kilogrammes de houille, et s'élève, avec une vitesse maximum de 9 mètres par minute, à une hauteur de 11 mètres.

Cet appareil a été fourni par M. Augé, constructeur à Paris.

Moteurs. — Les machines forment trois groupes, comprenant chacun un moteur à vapeur et une dynamo actionnée au moyen d'une courroie.

Les moteurs sont du type pilon Compound de la Société centrale de construction de machines de Pantin (Weyher et Richemond et Cie). La vapeur étant admise dans le petit cylindre à la pression de 8 kilogrammes pendant la moitié de la course, ces machines développent une force de 140 chevaux avec une vitesse de 160 tours à la minute, et une consommation de vapeur inférieure à 10 kilogrammes par cheval et par heure.

Les cylindres et le réservoir intermédiaire sont munis d'enveloppes de vapeur et portent des soupapes à ressort pour éviter les coups d'eau.

Les distributeurs sont cylindriques et équilibrés. Chaque machine comporte deux volants, dont l'un sert

de poulie pour la courroie, tandis que l'autre porte un régulateur qui règle la distribution de telle sorte que la vitesse soit constante quelles que soient les variations du travail résistant. Ce régulateur se compose de deux masses de fonte réunies par des ressorts en acier dont l'écartement varie suivant la vitesse de rotation ; ces ressorts agissent sur une tige verticale qui commande la valve d'admission de la vapeur. Ce régulateur est très sensible.

Les tubulures d'échappement des moteurs se raccordent sur une conduite collectrice qui aboutit à la cloche d'injection pour la condensation, mais on peut aussi, au moyen d'une canalisation et de valves spéciales, relier directement l'échappement des moteurs avec un tuyau débouchant à l'air libre et marcher ainsi sans condensation.

Condenseurs. — La condensation est assurée par deux condenseurs automoteurs, dont un en réserve.

L'eau est puisée dans le puits par une pompe à vapeur à deux cylindres pouvant débiter 90 mètres cubes à l'heure. Cette pompe est placée dans une chambre construite dans le puits à $21^{m},28$ en contre-bas de la salle des machines ; elle refoule l'eau dans une bâche de 20 mètres cubes de capacité, en communication avec une citerne, ou réservoir maçonné de même volume ; on a donc une réserve d'eau de 40 mètres cubes.

L'eau de cette bâche se rend dans la chambre d'injection et se mélange avec la vapeur venant des moteurs. Le mélange est repris par les pompes à air des condenseurs et rejeté à l'égout.

Les machines sont fondées sur un massif de maçonnerie avec interposition d'une planche en chêne. Habituellement leur marche est très douce et ne produit pas de trépidation sensible.

Les machines, les condenseurs et leurs accessoires, ainsi que les passerelles métalliques qui les desservent, ont été fournis et montés par la Société centrale de Pantin.

Dynamos. — Les dynamos font 300 tours à la minute et peuvent débiter, à cette allure, chacune un courant de 1.200 ampères à la tension de 85 volts; elles ne marchent d'habitude qu'à 75 volts.

Les dynamos sont bipolaires; leur champ magnétique est produit par deux électro-aimants verticaux excités par un courant dérivé du courant principal, dont on règle l'intensité au moyen de rhéostats.

Chacun des électros comporte un enroulement de fil fin qui doit fonctionner sous le potentiel normal de la dynamo, soit 75 volts; en sorte qu'on peut exciter le champ magnétique, soit à 75 volts en couplant les deux électros en quantité (*fig. a*), soit à 150 volts en couplant les électros en tension (*fig. b*).

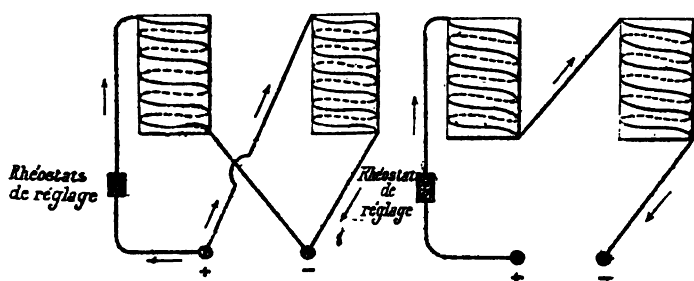


Fig. a. Fig. b

On a adopté ce dernier système en profitant de ce que, dans le système à trois fils, on dispose d'une différence de potentiel de 150 volts entre les pôles extrêmes (rouge et bleu). On obtient ainsi une plus grande stabilité du champ magnétique, puisqu'une irrégularité dans une des dynamos, ou une variation brusque dans l'un des circuits

du système à trois fils, n'influe que sur l'un des termes de la tension totale de 150 volts du courant d'excitation.

De plus, l'excitation de toutes les machines partant des mêmes barres, leur polarité restera toujours du même sens.

L'induit est un anneau Gramme. Le courant est recueilli par 10 balais portés sur un support mobile qui permet de faire varier le calage. Chaque balai peut être levé séparément et maintenu dans cette position, ce qui permet de changer les balais en marche. Chaque machine est pourvue d'un coupe-circuit de sûreté placé sur le bâti même, ce qui protège la dynamo contre les suites de tout accident extérieur. Le bâti est mobile sur des rails afin de permettre le réglage facile des courroies.

Chaque dynamo occupe en plan un rectangle de $2^{m},150$ sur $1^{m},700$ et pèse environ 14 tonnes.

Les coussinets sont lubréfiés à la graisse. La salle des machines étant bien aérée, aucun dispositif spécial n'a été nécessaire pour assurer le renouvellement de l'air autour des dynamos et pour empêcher la température des induits de s'élever d'une manière exagérée.

Les dynamos ont été fournies par la maison Sautter-Lemonnier et Ce ; il en est de même du tableau de connexion, du tableau général de l'usine, du tableau principal, de toute la canalisation jusqu'aux tableaux secondaires exclus. Cette maison, qui a fait avec le plus grand soin l'étude de détail des dispositions adoptées, a également posé les canalisations électriques dans le bâtiment d'administration.

Tableau de connexion (Pl. 52, *fig.* 10). — Les câbles partant de chacun des pôles des dynamos se réunissent au tableau de connexion établi, de même que le tableau général de distribution, sur un balcon placé à environ 3 mètres au-dessus du sol de la salle des machines. Ce

balcon est accessible soit par un palier de l'escalier de l'usine, soit par un escalier relié à la passerelle de service des machines à vapeur.

Le tableau de connexion permet d'envoyer le courant de l'une quelconque des dynamos dans l'un quelconque des deux circuits formés par le système à trois fils. Cela est essentiel pour permettre de substituer une dynamo à une autre, en marche, sans produire aucune irrégularité dans l'éclairage.

Supposons, en effet, que les dynamos I et II étant en service, un accident quelconque oblige à arrêter la dynamo I et à mettre en service, à sa place, la dynamo de réserve III.

On commence par mettre la dynamo III en quantité avec la dynamo I. Puis, par une manœuvre convenable des rhéostats qui règlent l'intensité du courant d'excitation, on augmente progressivement l'intensité du courant produit par la machine III, en diminuant, en proportion, celui de la machine I. Quand ce dernier est devenu nul, on met la machine I hors circuit.

Le tableau de connexion comprend les appareils nécessaires pour réaliser cette opération, qui se fait journellement sans la moindre difficulté et sans que la constance de la lumière des lampes en souffre.

En examinant le tableau de connexion, on remarque d'abord trois barres collectrices horizontales en cuivre de forte section marquées en rouge, bleu, blanc et correspondant aux trois fils de la distribution.

Pour chaque dynamo, il porte deux bornes auxquelles on fixe les câbles venant des dynamos, un ampèremètre de 1.200 ampères, un commutateur principal et un interrupteur d'excitation relié à un rhéostat d'excitation, avec lequel on règle le courant à envoyer dans les inducteurs.

Dans le milieu du tableau, se trouvent les appareils

de contrôle de la tension qui avertissent lorsque celle-ci sort des limites qui lui sont assignées.

Nous ne pouvons décrire ici les dispositions de détail des commutateurs et autres appareils. Nous dirons seulement qu'on les a munis de dispositifs d'enclenchement tels que les fausses manœuvres pouvant compromettre les dynamos soient rendues impossibles.

Le tableau de connexion porte aussi un indicateur de terre, avec sonnerie et lampes de couleur. La sonnerie se met en mouvement et les lampes changent d'éclat lorsque dans l'un des circuits, il se produit une dérivation à la terre.

Enfin, on a établi des commutateurs spéciaux qui permettent de faire fonctionner l'éclairage à deux fils seulement, de façon à mettre en mouvement un seul groupe de machines. Pour les lampes à incandescence, cette modification de marche se fait sans difficulté. Pour les lampes à arc, on ne l'applique que lorsqu'il s'agit de laisser allumées seulement la moitié des lampes, celles du circuit blanc-bleu, par exemple.

Tableau général de l'usine. — Le tableau général de distribution placé sur le balcon de l'usine électrique porte les commutateurs au moyen desquels on envoie le courant, venant du tableau de connexion, à chacun des tableaux secondaires nos 4, 8, 9, 10 et 11 et au tableau principal placé à l'angle de la halle des voyageurs.

Il porte des indicateurs optiques et acoustiques qui signalent toute variation de tension à l'un des tableaux alimentés. On peut corriger aussitôt les écarts au moyen de rhéostats placés sous le tableau.

Les trois câbles de chaque ligne desservie partent de ce tableau : tous les câbles de compensation (blancs) sont rattachés à une barre commune, tandis que le courant qui va aux câbles rouge et bleu traverse un com-

mutateur, un ampèremètre et le rhéostat de réglage, muni d'un plomb de sûreté.

Trois fils de très faible diamètre, venant chacun des tableaux secondaires, aboutissent à deux voltmètres avertisseurs, avec sonnerie, et permettent de contrôler, depuis l'usine, la tension qui existe aux divers points du réseau.

On règle autant que possible cette tension en agissant sur les rhéostats d'excitation de manière à augmenter ou à diminuer le champ magnétique des dynamos. Les rhéostats du tableau général ne servent qu'à corriger les différences qui se produisent entre les différents tableaux lorsque ceux-ci sont inégalement chargés.

Tous les tableaux sont montés sur ardoise.

Tableau principal de distribution. — Nous parlerons plus loin du mode d'établissement des conducteurs, et nous allons auparavant dire un mot du tableau principal de distribution placé dans la halle des voyageurs.

Ce tableau porte, à sa partie supérieure, une barre commune (blanche) où s'attachent directement les conducteurs allant aux tableaux secondaires n°s 1, 2, 3, 5, 6 et 7, et, à sa partie inférieure, deux groupes de barres (rouge et bleu) avec lesquelles les câbles correspondants des tableaux secondaires peuvent être mis en communications au moyen de commutateurs.

Le tableau porte deux voltmètres qui indiquent constamment la tension dans les deux circuits du système à trois fils, et deux ampèremètres qui peuvent être insérés sur chacun des conducteurs allant aux tableaux secondaires, au moyen des commutateurs.

Ainsi que nous l'avons dit, le conducteur venant de l'usine et allant au tableau n° 11 (bâtiment d'administration), qui dessert un groupe fort important, passe au tableau principal. Sur ce tableau se trouvent, à droite et à

gauche, des commutateurs spéciaux qui permettent :

1° D'envoyer *directement* le courant de l'usine au tableau n° 11, comme si le tableau principal n'existait pas;

2° De relier l'artère du tableau n° 11 venant de l'usine avec les barres du tableau principal, et ces barres avec le conducteur allant au tableau n° 11.

On peut ainsi, à volonté, alimenter le tableau n° 11 directement de l'usine, ou l'assimiler aux autres tableaux secondaires qui puisent en commun leur électricité au tableau principal.

Accumulateurs. — Les installations actuelles ne comprennent pas d'accumulateurs, mais nous en avons prévu l'emploi comme réserve; ils seront installés dans les premiers mois de 1891.

La batterie se composera de 84 éléments système Laurent Cely fournis par la Société pour le travail électrique des métaux; chaque élément sera formé de 19 plaques de $0^m,400 — 0^m,400 — 0^m,10$, pesant chacune $10^{kg},150$. Elle pourra donner un débit en décharge normale de 200 ampères pendant 7 heures; en cas de besoin, la décharge pourra être portée au débit de 600 ampères.

On intercalera sur le circuit de chaque dynamo un conjoncteur-disjoncteur automatique permettant, sans aucun danger pour les dynamos, de charger la batterie pendant l'éclairage, et d'utiliser instantanément la décharge si, pour une cause quelconque, le courant des dynamos devient insuffisant.

La batterie aura à assurer pendant la journée l'éclairage de certains locaux obscurs, et permettra d'allumer les lampes dans les bureaux en cas de brouillard, sans avoir à mettre les chaudières en pression.

CHAPITRE IV

CANALISATION ÉLECTRIQUE, LAMPES.

Circuits principaux. — Les câbles employés dans les circuits principaux sont de trois espèces différentes :

1° Câbles en cuivre nu, d'une section variant de 30 à 152 millimètres carrés ;

2° Câbles à isolement faible revêtus simplement d'un ruban bitumé et d'une tresse paraffinée ;

3° Câble à isolement fort comportant une couche de caoutchouc naturel, deux couches de caoutchouc vulcanisé, un ruban caoutchouté, un tube en plomb de 2 millimètres d'épaisseur, deux guipages de filin goudronné avec enduit dit Compound.

La section de ces câbles varie de 10 à 380 millimètres.

Du tableau général de l'usine, dont nous avons parlé, partent 33 câbles (n° 2) plus 15 fils de voltmètres, en tout 48 conducteurs qui traversent la façade de l'usine dans des tampons en bois et vont s'accrocher à un cadre fixé contre la halle de la douane ; là, ils sont reliés par des épissures à des câbles nus qui vont les uns au tableau IV, en s'appuyant sur des isolateurs en porcelaine fixés sur diverses constructions ou sur des poteaux, tandis que les autres pénètrent dans la halle de la douane. Ces derniers, au nombre de 30, plus 12 fils de voltmètres, s'appuient sur des isolateurs montés sur des cadres en fer, boulonnés eux-mêmes sur les fermes de la halle (Pl. 52, *fig.* 5). Celle-ci étant courbe et présentant des fermes de dispositions variées, les câbles ont dû suivre un tracé assez sinueux qui n'a pas été sans donner quelques difficultés dans l'exécution. Dans une installation de ce genre, il ne faut pas perdre de vue que les câbles, une fois tendus, exercent sur les supports extrêmes des efforts assez énergiques qui pouvaient atteindre ici

environ 4.000 kilogrammes. Il est donc nécessaire de consolider convenablement les cadres extrêmes, sous peine de les voir se déformer ou de compromettre même la stabilité des fermes.

Arrivés à l'extrémité de la halle de la douane, après un parcours de 100 mètres de longueur, les câbles nus cèdent la place à autant de câbles n° 2 qui traversent la façade sur cour et aboutissent à une boîte à coupures placée contre cette façade.

De la boîte à coupures, partent 15 câbles à isolement fort (n° 3) plus 9 fils de voltmètres qui plongent dans le sol et viennent se loger dans une buse ou caniveau souterrain en ciment (Pl. 51, *fig.* 3). Le ciment a été coulé sur place, sauf le couvercle qui avait été préparé à l'avance. Le radier de l'aqueduc présente une pente transversale et des pentes longitudinales aboutissant à des exutoires évacuant, dans un égout, les eaux qui auraient pu pénétrer dans le caniveau. Des regards ont été établis au-dessus de ces orifices.

Les câbles passent ainsi sous la cour des messageries, sous le hall transversal qui se trouve à l'extrémité des voies d'arrivée et aboutissent au tableau principal de distribution.

Nous aurions pu placer dans le caniveau des câbles nus sur isolateurs, au lieu de câbles à isolement fort. Mais, au moment où les travaux ont été entrepris, ce système n'avait pas encore été expérimenté d'une manière suffisante; nous n'avions, sur certains points, qu'une très faible largeur pour loger le caniveau. Nous avons donc préféré des câbles revêtus.

Du tableau principal, partent deux groupes de conducteurs nus ; l'un de 9 câbles longe l'aile droite du bâtiment des voyageurs en s'appuyant sur des cadres fixés aux fermes de la grande halle pour aboutir aux tableaux n°s III et II. La *fig.* 6 de la Pl. 52 donne le croquis de ces cadres.

L'autre groupe, formé de 18 câbles nus, traverse la halle à la base du rideau vitré, puis longe l'aile gauche en alimentant les tableaux n^{os} I et V. Vers le milieu de la halle, les câbles destinés à l'alimentation du bâtiment d'administration se changent en câbles d'abord faiblement isolés (n° 2), puis en câbles à isolement fort (n° 3), traversent l'aile gauche, se logent dans un caniveau pour traverser souterrainement la cour ouest, la rue d'Alsace, et pénétrer enfin dans les caves des bâtiments d'administration. Là, les câbles sont sur isolateurs et arrivent ainsi au tableau n° XI placé au rez-de-chaussée de ce bâtiment.

Les lignes principales sont formées chacune au moins de deux câbles, de manière qu'une avarie arrivée à l'un d'eux n'arrête pas entièrement l'éclairage.

Dans les parties aériennes à fils nus, on a dû multiplier les câbles afin de ne pas leur donner une section trop forte ce qui aurait empêché de les tendre convenablement.

A chaque point où l'on passe d'une nature de câble à l'autre se trouve une boîte de coupures, comme à la sortie de la douane, par exemple. Les câbles nus viennent du côté droit de la figure s'attacher à des bornes A, en communication avec trois barres de cuivre A qui correspondent aux trois fils de la distribution. Les câbles avec revêtement isolant viennent du côté gauche s'attacher à d'autres bornes *b* en relation avec les mêmes barres. Entre les bornes et les barres se trouvent des plombs de sûreté *c* (*fig.* 4).

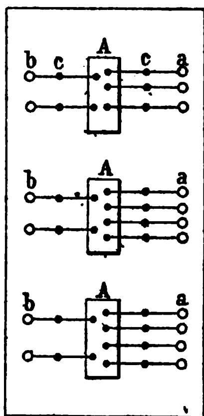


Fig. 4.

En cas de court circuit entre deux câbles de polarités différentes, les plombs extrêmes du

plus faible fondent et ce câble seul est mis hors circuit.

On voit que pour une installation d'une certaine importance, les canalisations électriques comportent des conducteurs nombreux qu'il n'est pas toujours facile de loger, notamment lorsqu'il s'agit, comme c'était le cas, de traverser une grande gare dans toute sa largeur.

Développement des canalisations. — Les câbles de la canalisation de la gare et des bâtiments d'administration ont un développement total de 18.269m

Les circuits secondaires employés dans la gare ont une longueur de. . . , ... 34.254

Ceux des bâtiments d'administration, une longueur de 18.739

71.262m

La longueur totale des conducteurs est donc de plus de 71 kilomètres.

D'après les expériences faites, l'isolement de cette canalisation est telle que l'intensité perdue ne dépasse pas $0^{amp},03$, soit 1/25000 de l'intensité totale produite.

Tableaux secondaires. — Nous arrivons maintenant aux tableaux secondaires qui sont alimentés soit par les artères venant directement de l'usine, soit par les conducteurs partant du tableau principal.

Ces tableaux donnent naissance à d'autres canalisations secondaires qui alimentent les lampes.

Pour chaque lampe à arc, on trouve sur ces tableaux un commutateur, un indicateur de marche qui fait voir si la lampe est ou non en circuit, un voltmètre et un ampèremètre que l'on peut mettre successivement sur le circuit de chaque lampe.

Quant aux lampes à incandescence, il n'y en a en quantité notable que sous les marquises des trottoirs d'arrivée et dans les bâtiments d'administration.

Dans ces derniers (tableau n° XI), les lampes sont réparties en cinq sections correspondant aux divers étages. Dans chaque section commandée par un commutateur, on peut allumer séparément les lampes du circuit rouge-bleu et celles du circuit bleu-blanc.

Le tableau n° XI porte en outre deux ampèremètres, deux voltmètres, des plombs de sûreté, comme le tableau principal.

Conducteurs secondaires. — Pour les lampes à arc, les dérivations prennent naissance aux tableaux secondaires; au contraire, pour les lampes à incandescence les trois fils continuent au delà du tableau n° XI et desservent chaque pièce éclairée; c'est dans celle-ci que prend naissance la dérivation de chaque lampe.

Les conducteurs secondaires alimentant les lampes à arc dans les halles, sous les marquises, sont formés le plus souvent de fils nus, ou à faible isolement, fixés sur des isolateurs en porcelaine.

Dans les bâtiments d'administration, on a employé des fils recouverts d'abord d'une tresse bitumée, puis d'une autre tresse enduite de paraffine. Ces fils ont été logés d'abord dans des moulures en bois résineux, bien sec, recouvertes d'un couvercle en bois, et fixés contre les murs ou contre les plafonds.

Les moulures n'ont d'autre objet que de mettre les fils à l'abri des chocs ou autres causes de dégradation et de masquer ces fils qui ne sauraient rester apparents sans nuire à l'aspect des locaux qu'ils traversent.

Mais ce système ne donne de sécurité qu'à la condition d'être absolument à l'abri de toute humidité. Il suffit de la moindre fuite d'eau pour rendre la moulure conductrice et provoquer un court circuit entre les fils de polarité contraire ou, plus rarement, pour faciliter une perte à la terre. Le court circuit donne naissance

à une élévation de température ou même à une étincelle qui peut enflammer ou au moins carboniser la moulure, et parfois amener un commencement d'incendie.

Les moulures encastrées dans des murs encore frais sont particulièrement exposées à des incidents de ce genre; les moulures simplement fixées contre des murs peuvent être endommagées lorsque les clous qui les fixent sur les parois traversent des plâtres imparfaitement secs et amènent dans la moulure de l'humidité chargée de sulfate de chaux et de traces de rouille.

Pour éviter ces inconvénients, on a placé les moulures à une petite distance des parois, en les fixant sur des taquets en hêtre, bouillis dans la paraffine et cloués sur les murs. Les têtes des clous sont logés dans des rainures *a* ménagées à cet effet dans les taquets; la rainure permet à l'air de circuler pour mieux empêcher le taquet de devenir humide au contact du mur.

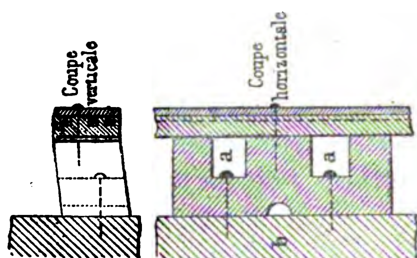


Fig. 5.

La moulure est fixée elle-même sur les taquets par des pointes qui n'atteignent pas le mur. Entre le taquet et la moulure, on a en outre interposé une petite lame de caoutchouc.

A la traversée des maçonneries, les moulures sont supprimées. Les fils à tresses sont remplacés, soit par des fils à double revêtement de caoutchouc logés dans un tuyau de caoutchouc assez gros pour permettre

à l'air de circuler autour des fils, soit par des câbles sous plomb.

On a évité autant que possible de placer les conducteurs dans le voisinage des tuyaux d'eau ou de vapeur.

Dans les locaux où l'on ne peut toujours accéder (resserres des titres, caisses), on s'est contenté d'un éclairage avec lampes à huile, ou bien l'on a placé les fils de polarité différente à grande distance les uns des autres, soit dans des moulures différentes, soit sur isolateurs en porcelaine, de manière à réduire encore les chances de production de courts circuits. Dans certaines pièces, des moulures apparentes au plafond, allant des murs aux appareils d'éclairage, auraient produit mauvais effet ; on n'a pas voulu encastrer les conducteurs dans le plafond pour éviter les chances d'humidité et on a préféré employer des cordonnets analogues à ceux des sonnettes électriques qui restent apparents à la surface du plafond.

On voit que dans un grand bâtiment où l'on n'est jamais complètement à l'abri de causes variées d'humidité, la pose des fils présente de sérieuses difficultés, surtout si l'on a égard à certaines convenances architecturales.

On peut réduire ces difficultés en employant des fils caoutchoutés qui résistent mieux à l'humidité que les fils à tresses bitumées. Mais le caoutchouc, surtout employé sous de faibles épaisseurs, n'a qu'une durée de quelques années. Il durcit, se fendille et peut devenir alors fort dangereux.

Le système le plus sûr consiste à employer des fils nus et des isolateurs en porcelaine, et c'est celui que nous avons fini par adopter le plus possible. Là où il n'est pas applicable, on en est réduit à employer soit des fils sous plomb, qui coûtent fort cher, soit des fils logés dans des moulures, qui s'harmonisent assez bien avec la décoration des pièces, mais qu'il importe beaucoup de

mettre à l'abri de l'humidité par les procédés que nous avons indiqués.

Enfin, il est indispensable de multiplier les plombs de sûreté qui sont intercalés dans les conducteurs et dont la fusion interrompt le courant aussitôt qu'un court circuit se produit.

Il est probable qu'avec le développement des installations électriques, ces procédés se perfectionneront et que l'industrie offrira bientôt, pour l'établissement des circuits, des ressources nouvelles.

La collaboration des électriciens et des architectes est nécessaire pour que les canalisations soient installées, dans des limites de dépense raisonnables, sans nuire à la décoration intérieure des édifices et sans rien sacrifier de la sécurité.

Lampes.

Lampes à arcs. — Les lampes à arc employées appartiennent à divers types.

Dans le bâtiment des voyageurs et aux abords, dans la grande halle, on a adopté la lampe Cance, que la Compagnie a expérimentée depuis plusieurs années et qui lui a toujours donné satisfaction. Cette lampe aujourd'hui bien connue, et exclusivement employée pour l'éclairage de la gare Saint-Lazare, donne une lumière très fixe et est d'un entretien facile.

Dans les halles de douane, on a installé des lampes Pilsen, fournies par la Maison Fabius Henrion, de Nancy. Ces lampes ont été utilisées sur une assez grande échelle à l'Exposition universelle de 1889. Elles sont munies, comme les lampes Cance, de globes opales, mais d'un diamètre plus grand.

Enfin la halle des messageries (expéditions) et une partie des voies sont éclairées par des lampes système

Bardon. Ce type assez récent a également figuré à l'Exposition.

L'emploi simultané de ces divers types permet d'établir des comparaisons intéressantes.

Les maisons Cance (Société d'éclairage et d'appareillage électriques), Fabius Henrion et Bardon, ont également fourni les tableaux secondaires qui commandent leurs lampes.

Lampes à incandescence. — L'éclairage des marquises à l'arrivée avait d'abord été prévu au moyen de lampes Cance de 5 ampères. En exécution, on a craint que la hauteur des marquises ne fût pas suffisante pour obtenir un bon éclairage et on a établi des lampes à incandescence de 16 bougies sous la toiture de ces marquises, en imitant un dispositif appliqué dans les galeries extérieures de l'Exposition. L'éclairage obtenu est moins brillant et frappe moins les yeux que l'éclairage à arc, mais la lumière est très bien répartie et il ne se produit pas d'ombres gênantes.

Dans les bâtiments d'administration, on emploie des lampes de 16 et de 10 bougies (type Edison-Swan) qui ont été fournies par la maison Edison, de Paris.

Espacement des lampes. — Les lampes à arc sont réparties d'une manière très variable, suivant la nature des emplacements à éclairer.

Dans la cour d'honneur, qui a 85 mètres de largeur sur 40 mètres de profondeur, deux lampes Cance réglées à 12 ampères et placées dans des refuges distants de 35 mètres sont suffisantes, la façade du bâtiment des voyageurs étant elle-même fortement éclairée.

Sur les trottoirs de voyageurs, l'espacement des lampes, placées à 5 mètres de hauteur, varie de 28 à 35 mètres, mais devra être réduit sur les points où la

circulation des voyageurs est très forte. Pour des lampes de 7 ampères, il convient de ne pas dépasser 25 mètres quand on veut un éclairement intense.

Dans la salle des bagages, 5 lampes de 7 ampères que l'on avait d'abord installées produisaient une lumière éblouissante, mais aussi des ombres gênantes. La surface de cette salle étant de 750 mètres carrés, la surface éclairée par lampe était de 150 mètres carrés. On a substitué aux 5 foyers de 7 ampères (soit 35 ampères) 6 lampes de 5 ampères (soit 30 ampères) placées en quinconce ; chacune d'elle éclaire donc 125 mètres carrés. Le résultat est satisfaisant.

Dans les halles de douane et de messageries, l'espacement des foyers varie de 12 à 25 mètres, la surface éclairée par lampe de 7 ampères varie de 168 à 220 mètres carrés. Elle dépend naturellement de la forme plus ou moins régulière des locaux.

Sous les marquises d'arrivée, il y a 4 lampes à incandescence de 16 bougies par travée de $13^m,40$. La surface éclairée par lampe est de 20 mètres carrés environ. Des lampes de 10 bougies donneraient une lumière un peu trop faible pour un mouvement de voyageurs très actif. Pourtant aux heures où le trafic est peu intense, on peut se contenter d'allumer la moitié des lampes de 16 bougies.

CHAPITRE V

DÉPENSES D'INSTALLATION ET D'EXPLOITATION.

Dépenses de premier établissement. — La dépense d'installation de l'éclairage électrique, d'après des relevés de comptes qui ne sont pas encore complètement terminés, se chiffre comme il suit :

Construction de l'usine électrique.	122.200 fr.
Cheminée en briques.	17.200
Puits.	15.000
Générateurs de vapeur, et accessoires tuyauterie de vapeur	57.000
Monte-charge à vapeur pour le charbon, bennes, wagonnets, réservoir, etc.	8.300
Machines à vapeur et accessoires	89.000
Machines électriques, tableaux de distribution et conducteurs principaux, y compris les supports en fer, caniveaux, etc..	207.200
Lampes à arc, y compris les tableaux et la canalisation secondaire et l'appareillage.	76.700
Lampes à incandescence, y compris canalisation secondaire et appareillage.	54.400
	647.000 fr.

La construction du bâtiment de l'usine a été fort coûteuse (653 francs par mètre carré) par suite du peu d'espace dont on disposait et de la nécessité où l'on s'est trouvé de placer au premier étage des charges considérables.

Mais aussi l'usine n'occupe-t-elle qu'un terrain de peu d'étendue. La salle des machines et la chambre de chauffe sont hautes, bien ventilées et salubres.

Il importe de remarquer, en outre, qu'il reste dans le bâtiment la place nécessaire, au premier étage, pour un générateur, au rez-de-chaussée, pour un quatrième groupe de machines, identique aux trois premiers, ou encore pour deux groupes de force moindre. En supposant installées ces machines supplémentaires, la dépense de construction de l'usine représente 218 francs par force de cheval, non compris le puits et la cheminée.

Les conducteurs principaux ont été calculés comme on l'a vu, très largement, de manière à réserver l'avenir et à permettre le développement ultérieur de l'éclairage électrique dans la gare et dans les bâtiments d'adminis-

tration. La dépense de premier établissement a été relativement élevée, mais aussi la perte de force dans les circuits est faible et permet une exploitation économique.

Dépenses d'exploitation. — L'éclairage électrique fonctionne depuis le commencement de novembre 1889 ; mais les bâtiments d'administration n'étant pas entièrement achevés, les lampes à incandescence allumées sont seulement au nombre de 1.059 dont 219 de seize bougies et 840 de dix bougies. Les 130 lampes à arc sont en fonction.

On ne pourra bien se rendre compte des prix de revient que lorsque tout l'éclairage aura fonctionné pendant une année entière. Nous nous bornerons à donner les renseignements déjà acquis.

Le personnel employé comprend trois chauffeurs, deux mécaniciens, deux aides-mécaniciens, deux électriciens, un ajusteur, un ouvrier électricien, quatre manœuvres; cet effectif assure le service de l'usine aussi bien que l'entretien et l'allumage des lampes dans la gare et dans les bâtiments. Le montage du combustible est seul fait par d'autres ouvriers.

La surveillance générale est exercée par l'inspecteur de la Compagnie qui est déjà chargé, dans le service de la voie, des appareils électriques et des installations du gaz.

Le combustible employé est le menu de Bascoup qui nous revient à 25 francs environ, sur wagon en gare de Paris, et le coke coûtant le même prix ; pour l'allumage, on a recours à la briquette.

Les dépenses faites en décembre 1889, janvier et février 1890, non compris le renouvellement des crayons polaires et l'usure des lampes, sont les suivantes :

NATURE DES DÉPENSES	1889 DÉCEMBRE	1890 JANVIER	1890 FÉVRIER
Combustible (compris montage)	4.458	3.972	2.919
Graissage et fournitures diverses pour l'entretien	1.118	1.936	1.466
Personnel	2.790	2.685	2.545
Dépense totale	8.366	8.593	6.930
Nombre de kilo-watts-heures produits (1.000 ampères × volts)	33.902	33.922	26.000
Prix du kilo-watt-heure	0,247	0,253	0,266
Prix du cheval-heure (736 watts)	1,181	0,186	0,195

Le prix moyen du kilo-watts (1.000 ampères × volts) est d'environ 0,26.

Pour avoir la dépense de chaque lampe, par heure, il faut ajouter, au prix de l'énergie électrique qu'elle absorbe, la dépense des crayons polaires pour les foyers à arc, la dépense des lampes usées ou cassées pour l'incandescence.

On arrive ainsi aux prix de revient suivants :

NATURE DES DÉPENSES	LAMPES A ARC		LAMPES A INCANDESCENCE	
	de 7 ampères	de 5 ampères	de 16 bougies (1 amp.)	de 10 bougies (0,75 amp.)
Énergie électrique dépensée en watts = volt × amp.	525	375	75	56
Dépense correspondante à raison de 0,26 les 1.000 watts	0,130	0,0975	0,0190	0,0149
Crayons polaires	0,025	0,0200		
Usure des lampes à incandescence	»	»	0,0012	0,0012
Dépense par heure	0,155	0,117	0,020	0,016

Ces chiffres s'appliquent au trimestre d'hiver où le nombre d'heures d'éclairage est maximum et la dépense par lampe-heure minimum. Ce ne sont nullement des prix de revient industriels, car ils ne comprennent pas les

frais de surveillance générale, les frais généraux d'administration, ni la charge de capital de premier établissement.

Les frais d'entretien vont s'accroître progressivement, mais, par contre, nous espérons réduire la dépense de combustible et de graissage, en allouant au personnel des primes convenablement calculées.

Tout compte fait, il paraît certain que nous ne dépasserons pas en moyenne les prix prévus dans le projet qui a été approuvé par l'administration supérieure, savoir :

Lampes à arc de 7 ampères.	0,26
— 5 ampères.	0,18
Lampe à incandescence de 10 bougies.	0,027

Voyons maintenant comment ces chiffres devraient être modifiés, si l'on voulait tenir compte des charges du capital de premier établissement. Nous compterons pour l'intérêt et l'amortissement de ce capital 8 p. 100, soit 51.760 francs par an et 4.313 francs par mois. Ce taux de 8 p. 100 est trop faible pour le matériel de l'usine électrique, mais il est trop élevé pour les bâtiments, les conducteurs électriques, l'appareillage, dont la durée sera très longue sans dépenses notables de réparations.

Si l'on compare cette somme de 4.313 francs aux dépenses mensuelles trouvées plus haut, on voit qu'elle est à peu près la moitié de ces dernières pendant les mois de décembre et janvier.

En tenant compte de l'amortissement, le prix de la lampe de 7 ampères s'élève, pour décembre, à 0,22 par heure.

En opérant ainsi, la part d'amortissement que prend chaque lampe dépend de la durée de l'éclairage. Il paraît préférable de répartir la charge annuelle entre les 130 lampes à arc et les 1.500 lampes à incandescence d'une manière invariable proportionnellement à l'énergie

électrique absorbée par chaque nature de lampe. Nous trouvons ainsi les charges annuelles suivantes :

Foyers de 7 ampères : 200 francs; foyers de 5 ampères : 150 francs; lampes à incandescence de 16 bougies : 23 francs; lampes de 10 bougies : 17 francs.

Pour obtenir la dépense annuelle d'une lampe, il faut ajouter, à cette part fixe de la charge de premier établissement, la dépense horaire trouvée plus haut multipliée par le nombre d'heures.

Comparaison avec le gaz. — Il serait intéressant de comparer la dépense de l'éclairage électrique avec celle qu'exigeait précédemment l'éclairage au gaz. Mais cette comparaison n'est pas facile à faire pour l'ensemble des installations, puisqu'une grande partie des bâtiments éclairés à l'électricité n'existaient pas l'an dernier et que, par contre, les anciennes halles des messageries et de douane ont disparu. D'autre part, l'éclairage nouveau est beaucoup plus intense que l'ancien et, pour obtenir avec le gaz une intensité lumineuse, nous ne dirons pas identique, mais comparable, il eût fallu augmenter considérablement le nombre et le calibre des anciens becs, en recourant le plus possible aux systèmes intensifs perfectionnés.

D'après les études faites lors de la rédaction du projet d'éclairage électrique, la dépense annuelle probable de cet éclairage est la suivante :

Dépense annuelle de l'éclairage électrique de la gare.	110.600 fr.
Dépense annuelle de l'éclairage électrique des bâtiments d'administration.	10.800
Intérêts et amortissement (à 8 pour 100)	50.000
Éclairage au gaz des parties de la gare non munies de l'électricité	35.600
Total.	207.000 fr.

Ces chiffres sont confirmés par l'expérience déjà acquise et ne paraissent pas devoir être dépassés.

En admettant qu'on eût étendu le gaz à toutes les installations nouvelles de la gare, ainsi qu'aux bâtiments d'administration, et qu'on eût renforcé l'intensité de l'éclairage ancien, de manière à obtenir une intensité lumineuse égale aux 2/3 de celle fournie par l'électricité, il eût fallu faire une dépense de premier établissement de 190.000 francs environ.

Les intérêts et l'amortissement à 8 p. 100 de cette somme représentent une dépense annuelle de. . .	15.200 fr.
La consommation de gaz qui était, dans ces dernières années, dans la gare, de 600.000 mètres cubes, se fût élevée à 900.000 mètres cubes; dans les bâtiments d'administration on aurait brûlé 56.000 mètres cubes.	
Le prix du gaz consommé, augmenté des dépenses d'entretien des canalisations et appareils, aurait donné une dépense annuelle de	176.800 fr.
Total	192.000 fr.

On avait conclu de cette étude comparative que l'électricité ne coûterait, dans ces conditions que 8.000 francs environ de plus que l'éclairage au gaz amélioré.

Le deux éléments qui influent le plus sur une comparaison de ce genre sont : le prix du gaz et la durée annuelle de l'éclairage.

Dans la gare, la Compagnie de l'Est ne paie le gaz que 0f,15, mais il faut ajouter à ce chiffre les frais d'entretien des becs, des canalisations et une certaine somme pour les pertes de gaz, qui sont particulièrement difficiles à éviter dans les conduites placées sous des voies en exploitation. Pour tenir compte de ces divers éléments de dépense, nous porterons le prix d'un mètre cube à 0f,18.

Dans les bâtiments d'administration situés en dehors de la gare proprement dite, la Compagnie paie le prix ordinaire de 0f,30 qu'il convient également de majorer et de porter à 0f,33 pour tenir compte des frais d'entretien, des lampes, des compteurs, des redevances accessoires

payées à la Compagnie du gaz, des verres de lampes cassés, etc.

Dans la plus grande partie de la gare, la durée de l'éclairage est de 2.800 heures. Comparons les dépenses annuelles qu'exigent le gaz et l'électricité pour l'éclairage du vestibule principal du bâtiment des voyageurs.

Ce vestibule était éclairé d'une manière très satisfaifaisante par 6 lampes phares de 1.400 litres. La dépense annuelle était donc la suivante :

6 lampes $\times$ 2.800 heures $\times$ 1^{mc},4 $\times$ 0^{f},18 = 4.233^{f},60

Aujourd'hui, il y a quatre foyers Cance de 7 ampères qui donnent un éclairage encore meilleur et qui coûtent par an, savoir :

Part proportionnelle des charges de premier établissement, à raison de 200 francs par lampe, comme on l'a vu plus haut : 4 $\times$ 200 = ...	800 fr.
2.800 heures d'éclairage au prix de 0^{f},26 par heure, prix prévu au projet et qui ne paraît pas devoir être dépassé d'après ce que nous avons vu : 4 $\times$ 2.800^{h} $\times$ 0^{f},26 = ...	2.912
Total	3.712 fr.

L'avantage reste donc à l'électricité, bien que nous n'ayons rien compté pour les frais de premier établissement des installations de gaz qui existaient.

Comparons de même la dépense annuelle de l'éclairage des bâtiments d'administration pour une lampe à incandescence, avec la dépense qu'exigerait le gaz.

La dépense d'installation du gaz se serait élevée, par bec de 140 litres, à 80 francs environ (compris canalisation, compteur, rhéomètre, appareillage soigné.)

La charge annuelle de ce capital, à 8 p. 100, est égale à.	6^{f},40
Le gaz consommé coûte, pour 400 heures, 400 $\times$ 0^{mc},140 $\times$ 0^{f},33 = ...	18^{f},48
Total par bec	24^{f},88

Une lampe à incandescence de 10 bougies coûte de même :

Charge de premier établissement	17f,00
100 heures à 0f,027	10f,80
Total.	27f,80

La lampe de 10 bougies coûte donc, dans ces conditions, un peu plus cher que le bec de 140 litres.

On voit, en somme, que l'électricité soutient assez bien la comparaison avec le gaz, au point de vue de l'économie:

Dans la gare, parce que le nombre d'heures d'éclairage par an y est grand;

Dans les bâtiments d'administration, parce que le prix du gaz y est très élevé.

Nous nous garderons de tirer, de cette étude, une conclusion pour ou contre l'éclairage électrique. Le prix qu'il coûte varie dans des limites très étendues, suivant les conditions dans lesquelles on se trouve placé et notamment avec le nombre d'heures pendant lesquelles les lampes sont allumées pendant l'année.

Les progrès incessants que réalise l'électricité, les perfectionnements apportés d'autre part dans la construction des lampes à gaz intensives, font sans cesse varier les termes de comparaison.

Ce qu'il importe de ne pas perdre de vue, c'est que la lumière électrique doit être abondante et ne souffre pas la médiocrité. Le public est plus exigeant pour elle que pour le gaz et le devient chaque jour davantage. Un éclairage réduit au strict nécessaire paraît triste et pauvre. Les projets d'installations électriques doivent donc toujours être conçus très largement.

Paris, février 1890.

N° 33

NOTE

SUR LES

DANGERS DE L'EMPLOI DES BOULONS A CHARNIÈRE

POUR MAINTENIR

LES OBTURATEURS AMOVIBLES DE CERTAINS RÉCIPIENTS DE VAPEUR

Par MM. POLONCEAU et OLRY,
Membres de la Commission centrale des machines à vapeur

Une explosion survenue le 4 octobre 1888, chez M. Ferlat, teinturier à Roanne (Loire), a appelé notre attention sur les dangers qui peuvent résulter du fonctionnement d'appareils de divers types, employés dans l'industrie pour soumettre les matières à élaborer à l'action de la vapeur, lorsque la nécessité de les ouvrir et de les fermer rapidement conduit à les pourvoir de portes ou de couvercles amovibles, dont les joints sont maintenus au moyen de boulons à charnière ou de dispositifs équivalents.

Ces appareils sont relativement nombreux ; ils servent à des usages variés, tels que le vaporisage des fils ou des tissus de coton, la vulcanisation du caoutchouc, la distillation des matières alcooliques, etc.

Dans une disposition assez répandue, leurs portes ou couvercles sont convexes dans la partie centrale, avec une faible flèche, et présentent à la périphérie un bord

plat qui vient s'appliquer et former joint contre une bride de même diamètre portée par le corps du récipient; pour que ce joint puisse s'établir ou se démonter rapidement, on le serre au moyen de boulons adaptés à charnière autour de l'orifice à fermer, et que l'on rabat dans des encoches qui se correspondent sur le pourtour de l'obturateur et sur celui de la bride fixe; dans l'intervalle, on place une rondelle ou un boudin de caoutchouc, et on opère le serrage au moyen d'écrous qui viennent s'appuyer sur le bord de la porte ou du couvercle.

On conçoit qu'un pareil système se prête à des manœuvres rapides; mais, à côté de cet avantage, il présente un double danger lorsque la pression intérieure est quelque peu considérable : en premier lieu, sous l'influence de cette pression, l'obturateur tend à se bomber et à prendre à la fois une flèche plus grande et un diamètre moindre, ce qui porte son bord à glisser au-dessous des écrous appliqués contre lui; en second lieu, ce mouvement est favorisé par l'intercalation, entre les deux surfaces planes en présence, du boudin ou de la rondelle en caoutchouc, c'est-à-dire d'une substance manquant de fixité et d'adhérence. Et comme le bord de la porte ou du couvercle n'est pas retenu par les corps des boulons, il arrive parfois que la pression des écrous est insuffisante pour le maintenir; il se dégage alors de ceux-ci et l'obturateur est projeté à distance. Lorsque cela arrive, on constate souvent que les boulons à charnière ont résisté, au moins pour le plus grand nombre, et qu'ils ont été seulement rabattus à l'extérieur du récipient. On s'explique d'autant mieux cet effet que, par suite du bombement du diaphragme, son bord, qui n'est pas en contact immédiat avec la bride fixe, mais en est séparé par une certaine épaisseur de caoutchouc, prend une conicité en raison de laquelle les boulons commencent à se déverser au dehors; il peut même se faire que cette conicité existe au

préalable dans une certaine mesure, comme conséquence de l'action énergique et prolongée des écrous en porte-à faux sur le pourtour de l'obturateur. Dans tous les cas, on conçoit que la pression de la vapeur puisse déterminer la projection de la porte ou du couvercle sans rupture de ses attaches, grâce au bombement de sa partie centrale, à la déformation par conicité et au glissement de son bord entre le caoutchouc et les écrous qui assurent le joint, enfin au renversement des boulons à l'extérieur de l'appareil.

Ce sont là précisément les phénomènes qui ont accompagné l'explosion de Roanne. Dans le but de les suivre dans leur développement, et aussi d'en donner une démonstration complète, nous avons eu l'idée de les reproduire expérimentalement en agissant par pression hydraulique sur un obturateur identique, comme forme et dimensions, à celui du récipient de la teinturerie Ferlat. Ces expériences ont eu lieu dans les ateliers de la compagnie du chemin de fer de Paris à Orléans, et elles nous ont donné les résultats les plus concluants. Depuis lors, il s'est produit, à notre connaissance, six autres explosions du même genre, dont plusieurs ont eu de très graves conséquences. Frappés de cette succession d'accidents, tous dus à des causes analogues, nous avons jugé qu'il serait intéressant de faire connaître par cette note les résultats de nos opérations. Auparavant, nous donnerons un récit sommaire des divers accidents dont nous venons de parler, en commençant par celui de Roanne.

Accident du 4 *octobre* 1888. — *Teinturerie de M. Ferlat*, *à Roanne* (*Loire*). — Le récipient, appelé *évaporiseuse*, était de forme cylindrique (*fig.* 1 et 2, Pl. 54), avec diamètre intérieur de $1^{m},35$, et reposait horizontalement sur deux tréteaux en fer. Il était fermé à l'avant par une porte circulaire, mobile autour d'une charnière verticale.

Cette porte était constituée par une tôle de fer de 10 millimètres d'épaisseur, plane sur son pourtour seulement, et emboutie partout ailleurs de manière à avoir au centre une flèche de $0^m,12$. Elle était renforcée sur le bord par une rondelle en fer de $0^m,13$ de largeur et de 17 millimètres d'épaisseur disposée à l'extérieur, et venait s'appliquer sur une bride en fonte qui terminait le corps de l'appareil.

Le joint, représenté en détail par la *fig.* 3, Pl. 54, était formé par un boudin en caoutchouc de $0^m,03$ de diamètre, qui s'engageait dans une rainure circulaire de la bride; la pression était produite au moyen de dix-huit boulons de 29 millimètres de diamètre attachés par des charnières au corps cylindrique, et que l'on serraït à l'aide d'écrous à anneaux, après les avoir rabattus dans des entailles de $0^m,09$ de profondeur pratiquées sur le pourtour de la bride et sur celui de la porte.

Ce récipient était fixe; il était timbré à 4 kilogrammes et pourvu d'une soupape de sûreté et d'un manomètre. Il servait au vaporisage des fils de coton; à cet effet, il présentait à l'intérieur deux rails en fer sur lesquels roulait un chariot chargé de matière ; la vapeur y pénétrait à la partie inférieure par un tuyau en cuivre percé de trous et recouvert d'une mince feuille de cuivre sur toute sa longueur, de manière à préserver le coton d'un jet direct qui aurait nui à son traitement. Un petit orifice muni d'un robinet servait à l'évacuation de l'eau de condensation. Dans le haut de l'appareil, une plaque arquée à double fond, dite *ciel de chauffe*, reposait sur deux cornières; elle recevait directement la vapeur de la chaudière, qui y circulait et la maintenait ainsi à une température élevée, ce qui empêchait l'eau de condensation de retomber sur les fils de coton.

Le 4 octobre 1888, l'appareil, dont l'installation venait seulement d'être terminée, avait été mis pour la première

fois en pression. Après un essai qui avait duré une demi-heure, et dont le but avait été de s'assurer de la solidité des joints, on ouvrit la porte, on mit le chariot en place et on en graissa les roues ainsi que le chemin de roulement; puis on referma la porte et on admit de nouveau la vapeur. Quelques minutes après, une fuite s'étant déclarée entre deux des boulons supérieurs de fermeture, nos 2 et 3 ou 3 et 4 (*fig.* 4, Pl. 54), M. Ferlat resserra quelques-uns de ces boulons. Il se servit d'abord de leviers en bois, mais l'un d'eux s'étant cassé, il alla prendre une barre de fer de 1 mètre de longueur, à l'aide de laquelle il continua le serrage en passant l'une de ses extrémités dans les anneaux des écrous, et en exerçant à l'autre un violent effort. Pendant qu'il était occupé à ce travail, la porte du récipient se sépara subitement de la bride contre laquelle elle était appliquée et fut projetée à environ 6 mètres vers l'avant; une partie de son bord, qui s'en était détachée, fut retrouvée à peu près dans la même direction, 25 mètres plus loin; elle s'était divisée en deux fragments, peut-être parce qu'elle s'était brisée dans les chocs qu'elle avait subis contre divers obstacles avant de tomber sur le sol. Quelques autres menus débris ont été projetés dans le voisinage. Le reste de l'appareil a peu souffert et a été légèrement déplacé vers l'arrière; M. Ferlat a eu la tête écrasée et est mort sur le coup; le chauffeur a été jeté par terre, mais n'a eu aucun mal.

Au moment de l'explosion, la pression était de 3kg,750 environ dans la chaudière qui fournissait la vapeur, et de 3 kilogrammes dans le récipient.

M. l'Ingénieur des mines Primat, qui a procédé à l'enquête, a constaté, par des essais de résistance, que le métal des boulons et celui de la porte étaient d'assez bonne qualité. Cependant il a été possible de déterminer la rupture d'un boulon par le seul serrage de l'écrou, opéré au moyen d'une barre de fer identique à celle dont

M. Ferlat s'était servi, mais ce résultat n'a pu être obtenu qu'en procédant par secousses et par chocs répétés.

Ajoutons que trois seulement des boulons, nos 6, 8 et 9 (*fig.* 4, Pl. 54), ont été cassés; tous les autres sont restés intacts. Quant à la porte, elle s'est déformée, ce qui lui a permis de glisser entre les écrous et la bride en fonte. Cette déformation s'est traduite par une ovalisation dans le sens vertical, par une augmentation de la flèche de la partie emboutie, et par la forme presque exactement tronconique qu'ont prise le bord en contact avec la bride et la rondelle de fer qui lui était superposée.

En outre, ce bord et cette rondelle se sont rompus ou fissurés suivant les axes d'un assez grand nombre d'entailles (*fig.* 4, Pl. 54); en même temps, ces dernières ont été légèrement déformées par la compression et le glissement des boulons lors de la projection de la porte.

La fuite de vapeur que M. Ferlat combattait en serrant les boulons se trouvait à la partie la plus élevée du joint, tandis que les trois boulons qui ont été cassés appartenaient à sa moitié inférieure. Dès lors, on est amené à rejeter l'hypothèse d'après laquelle l'accident aurait été amené par une rupture de boulon; cette rupture a été la conséquence et non la cause de l'explosion.

D'autre part, la forme et les dimensions de la porte ne lui permettaient guère de résister à une pression intérieure quelque peu élevée, étant donné que son bord n'était pas invariablement maintenu. On s'explique donc que, sous l'action d'une pression interne de 3 kilogrammes, elle ait pu, en raison de la déformation qu'elle subissait, glisser entre les écrous et la bride du récipient sans occasionner la rupture de la plupart des boulons, qui ont été simplement rejetés à l'extérieur. La rondelle circulaire, qui consolidait son bord, a pris de cette manière une forme à peu près tronconique; mais elle n'a pu le faire, en raison de l'irrégularité de l'action exercée sur elle, sans

se rompre à plusieurs places, au droit de ses parties les plus faibles ; la tôle de la porte a également été fissurée dans des conditions analogues. Dans la région supérieure, où son bord était plus solidement maintenu qu'ailleurs, il s'est en outre produit une cassure en pleine tôle dont l'effet a été de détacher les fragments qui ont été retrouvés à part ; cette cassure a pris naissance, comme on devait s'y attendre, vers la circonférence suivant laquelle la partie plane se raccordait avec la superficie emboutie ; la plaque pouvait être considérée, à peu de chose près, comme encastrée vers cette circonférence par l'effet du serrage des dix-huit boulons ; c'est donc dans cette région qu'elle éprouvait la plus grande fatigue, et c'est là également que les déformations résultant de la pression intérieure avaient leur origine, comme à partir d'une sorte de charnière, lorsque les boulons étaient capables d'empêcher le bord de l'obturateur de glisser au-dessous d'eux. Toutes ces circonstances tendaient à créer là une ligne de rupture, même dans le cas d'une tôle non altérée par l'emboutissage, et c'est en effet à la jonction du bord plan et de la partie centrale en forme de calotte sphérique, que la déchirure s'est produite, à l'endroit où les boulons étaient le plus fortement serrés.

Accident du 19 *mai* 1889. — *Manufacture de caoutchouc de MM. les fils de J. Brunesseaux, à Saint-Denis* (*Seine*). — Le récipient, de forme cylindrique horizontale, à fond embouti et à couvercle bombé (*fig.* 5, Pl. 54), avait $0^m,778$ de diamètre. Suivant sa base antérieure, il était garni au dehors d'une couronne en fonte, à profil de cornière, rivée sur lui. Son couvercle, qui avait une épaisseur de 52 millimètres et une flèche de 95 millimètres, était également en fonte et présentait à la périphérie une portée plane qui venait se placer en face de la bride de la couronne. Le joint était formé par un boudin en caoutchouc,

qui s'engageait dans une rainure circulaire de la bride fixe ; la pression devait être produite, sur le pourtour de celle-ci, par seize boulons à charnière de 25 millimètres de diamètre, disposés de manière à pouvoir se rabattre dans des encoches existant sur le bord de la couronne et sur celui du couvercle (*fig.* 6 et 7, Pl. 54) ; l'articulation de chaque boulon était constituée par une broche traversant les deux oreilles venues de fonte d'une chape située dans l'angle rentrant de la couronne. Les écrous agissaient d'ailleurs par l'intermédiaire de rondelles métalliques plus ou moins nombreuses ou épaisses sur la face extérieure du couvercle, qui présentait des saillies en relief à leur contact autour de chaque encoche.

Ce récipient, qui avait été construit en 1880, était employé à la vulcanisation des ballons de caoutchouc vendus comme jouets d'enfants. Il recevait de la vapeur d'une chaudière Roser, timbrée à 10 kilogrammes ; il portait un robinet de purge, un robinet de décharge de vapeur et un manomètre, mais était dépourvu de soupape de sûreté. On manœuvrait son couvercle au moyen d'une potence en fer tournant autour d'un axe vertical. Il avait subi l'épreuve légale en 1884 pour le timbre de 6 kilogrammes.

Il était en pression depuis une vingtaine de minutes quand l'explosion se produisit par la projection du couvercle dont les attaches avaient cédé. Le chef cuiseur, qui se trouvait devant lui, eut le crâne fracturé et un bras cassé, ce qui entraîna sa mort trois quarts d'heure après. Un ouvrier cuiseur, placé à peu de distance, fut, de son côté, renversé par l'échappement de la vapeur, mais se releva sans blessure et put fermer aussitôt le robinet d'admission ; cet ouvrier a déclaré que la pression était d'environ $3^{kg},500$ dans le récipient ; d'après le chauffeur, elle était de 6 kilogrammes à $6^{kg},500$ dans la chaudière Roser.

Les seize boulons d'attache n'étaient pas tous équi-

distants; à hauteur du centre du couvercle et du côté gauche, un espace libre avait été réservé pour l'emplacement d'une charnière qui aurait transformé le couvercle en une sorte de porte; de cette façon, la répartition était faite à peu près comme si la circonférence avait été partagée en dix-sept parties, et si l'un des points de division, situé du côté gauche sur le diamètre horizontal, n'avait pas reçu d'organe d'assemblage.

De plus, il a été reconnu que plusieurs boulons manquaient au moment de l'accident. Il est avéré qu'au point 16 (*fig*. 6, Pl. 54), situé à la partie supérieure, et aux points 8, 9 et 10, dans la région inférieure, il n'existait depuis longtemps aucune attache, car les saillies du couvercle étaient intactes autour des encoches correspondantes, et ne présentaient aucune trace visible de refoulement du métal ni de rainures de frottement; un ouvrier a d'ailleurs déclaré à M. l'Ingénieur des mines Walckenaer que le boulon n° 16 n'existait pas, parce qu'il n'aurait pu être mis en place, en raison de la position de la suspension de la potence sur le couvercle; quant aux boulons du bas, il paraîtrait qu'ils manquaient parce qu'eu égard à leur disposition, on se serait brûlé les doigts en les manipulant, ou peut-être aussi parce qu'ils auraient été difficilement accessibles. Notons enfin que, selon toute probabilité, les boulons 5 et 13 faisaient également défaut; il est vrai qu'à l'entour de leurs encoches, les saillies du couvercle étaient usées, et que, de plus, celle du n° 13 présentait de fortes traces de frottement; mais, d'une part les boulons 5 et 13 n'ont pas été retrouvés; d'autre part, la chape d'attache du n° 13 avait ses deux oreilles cassées non fraîchement, et il en était de même de l'une des oreilles de la chape du n° 5; il y a donc lieu d'admettre que ces deux boulons ont existé autrefois, mais que leurs chapes ayant été brisées, on avait cessé de s'en servir.

Dès lors, dans l'intervalle compris, à gauche, entre les boulons nos 7 et 1, c'est-à-dire sur les 11/17 de la circonférence, il n'existait plus que quatre boulons.

Ces conditions étaient défectueuses, et elles étaient encore aggravées par les circonstances suivantes :

1° Le chef cuiseur, à qui incombait la tâche d'assurer la fermeture du couvercle avant le commencement des opérations, n'avait pas toujours le soin de les mettre tous en serrage. C'est ainsi qu'un instant avant l'accident, le joint du couvercle perdant de la vapeur, on lui avait signalé que le boulon n° 3 n'était pas serré; il avait alors répondu qu'il n'y avait pas de danger par là, et s'était mis à agir sur le boulon n° 11, qui était lui-même serré très imparfaitement. Il était précisément en train de procéder à cette manœuvre au moyen d'une clef de $0^m,60$ de longueur, quand le couvercle s'est détaché en lui fracassant le crâne.

2° Il résulte de l'enquête qu'on était dans l'usage de frapper parfois sur les écrous, de manière à rapprocher les boulons du fond des encoches, ce qui, lorsque les bords de celles-ci étaient un peu usés vers la circonférence extérieure, avait pour effet d'augmenter le serrage, comme par le jeu d'un coin. Mais cette déplorable pratique entraînait justement l'usure des bords des encoches sur le pourtour du couvercle, et leur donnait ainsi une inclinaison qui tendait à faire échapper les boulons vers le dehors. Il y a peut être lieu aussi de lui attribuer la rupture ancienne des chapes des boulons nos 5 et 13.

Bien que ces diverses circonstances, ainsi que le peu de ménagement apporté dans le serrage des boulons, fussent de nature à augmenter leur fatigue, aucun d'eux ne s'est rompu, et tous sont restés adhérents à la couronne-cornière, sauf le n° 6 qui a été lancé, légèrement tordu, à une distance de $0^m,75$, probablement parce que la broche de sa chape, qui n'a pas été retrouvée, se sera

brisée ou déplacée, sauf aussi le n° 15 qui a rompu les oreilles de sa chape et a été projeté à 6^{m},50 de l'appareil.

En somme, le seul fait caractéristique et essentiel dans l'échappement du couvercle, c'est que les boulons existants ont lâché prise en se rabattant plus ou moins vers l'extérieur ; il n'y a donc pas à incriminer leur résistance propre, pas plus que celle des broches servant d'articulations, bien que plusieurs d'entre elles consistassent en des tiges de fer de rencontre, faute de pièces *ad hoc* dont l'usine manquait.

Dans ces conditions, l'accident doit être attribué, avant tout, à l'état défectueux des moyens de fermeture du récipient, et notamment à l'absence de plusieurs attaches et à l'usure des bords des encoches à la périphérie du couvercle, en raison de laquelle les écrous portaient sur des espèces de plans inclinés, ce qui accentuait la tendance des boulons au déversement vers l'extérieur. Il a, en outre, pu être favorisé par le peu de soin que mettait le chef cuiseur à opérer le serrage des écrous. Ici, la rigidité de l'obturateur ne lui a évidemment pas permis de se déformer d'une manière sensible, mais le hors d'équerre préexistant des boulons par rapport au joint, la faible adhérence résultant de l'emploi d'un boudin de caoutchouc pour assurer son étanchéité, enfin la pression insuffisante exercée par les écrous, ont permis au couvercle de s'échapper, ce qui n'aurait pu se faire si les boulons à charnière avaient été remplacés par des boulons ordinaires traversant, par des trous percés dans ce but, la bride fixe et le bord du plateau mobile.

Accident du 1er *juin* 1889. — *Tissage de coton de MM. Lévy et Kiener, à Saint-Dié* (*Vosges*). — L'appareil consistait en une cuve cylindrique verticale, à fond et à couvercle emboutis, de 1^{m},20 de diamètre (*fig.* 8, Pl. 54); la paroi du cylindre, en tôle de fer, était garnie en dehors,

suivant sa base supérieure, d'une collerette en fonte sur laquelle venait s'appliquer le bord plat du couvercle, renforcé lui-même par une rondelle en fer rivée au-dessous de lui sur son pourtour. Le joint, constitué par des cordes de coton entourées de déchets de coton et placées dans deux rainures circulaires peu profondes creusées dans la collerette, était serré par quatorze pinces en fer en forme d'étriers, adaptées à charnière à $0^{m},27$ l'une de l'autre, au moyen de boulons horizontaux, à des saillies situées au-dessous du rebord de la collerette. La pression était obtenue, dans chaque pince, à l'aide d'une vis qui traversait verticalement la branche horizontale supérieure de l'étrier, et que l'on manœuvrait au moyen d'une tige en fer passée dans sa tête. La flèche du couvercle était de $0^{m},15$ et l'épaisseur de la tôle de fer qui le constituait de 10 millimètres.

Ce récipient, qui datait de 1877, servait au vaporisage du coton; il recevait de la vapeur provenant de deux chaudières timbrées à 6 kilogrammes. Il avait été lui-même timbré à 4 kilogrammes en avril 1887, sur la demande du service des mines, et était muni d'un manomètre, d'un robinet d'échappement de vapeur et d'un robinet purgeur. Dans chaque opération, le coton à traiter était placé à l'intérieur d'un vase en cuivre ouvert par le haut et dont le fond plat était percé de trous; ce vase était lui-même disposé sur un support annulaire au-dessus d'un serpentin plat par lequel arrivait la vapeur; puis, on faisait le joint du couvercle et on laissait agir la vapeur pendant environ trois quarts d'heure, le robinet purgeur étant légèrement ouvert. On ne faisait qu'une opération par jour.

Le 1er juin 1889, deux des pinces à charnière destinées à maintenir le couvercle manquaient et avaient été provisoirement remplacées par des pièces semblables, mais dans lesquelles la branche horizontale inférieure de l'é-

trier était appliquée directement sous le rebord de la collerette. La vapeur agissait dans le récipient depuis cinq minutes environ quand le couvercle fut projeté en l'air, par bonheur sans atteindre personne; il s'est peu déformé dans sa chute et a conservé sensiblement sa flèche d'emboutissage; la cuve du récipient n'a pas bougé et n'a subi aucune avarie.

Il a été reconnu, après coup, que six pinces contiguës, dont cinq à charnière et une provisoire, s'étaient rompues diagonalement dans les coudes. Malheureusement, leurs fragments ont été dénaturés avant l'arrivée de M. l'Ingénieur des mines Cousin, et on n'a pu lui en présenter qu'un, provenant du serre-joint provisoire; son aspect révélait l'existence d'une cassure ancienne sur les deux tiers de sa surface de séparation, à partir de l'angle intérieur du coude supérieur. Les ouvriers interrogés ont déclaré que toutes les autres cassures s'étaient faites également dans les coudes, mais paraissaient fraîches. Le métal présentait d'ailleurs l'apparence d'un fer de bonne qualité; les branches verticales des étriers avaient une section transversale de 55 millimètres sur 25 millimètres.

Il résulte aussi de l'enquête que, depuis la mise en marche de l'appareil, on avait dû remplacer un serre-joint de temps à autre, une fois par an en moyenne, en raison de criques formées dans les coudes. Quant à la pression intérieure, les témoignages recueillis attestent qu'au moment de l'explosion, elle ne dépassait pas 2 kilogrammes dans le récipient et $4^{kg},500$ dans les chaudières.

Dans ces conditions, l'accident doit être attribué à la forme défectueuse des serre-joints, qui tendaient à s'ouvrir par le fait même du serrage et à se fissurer dans les coudes. Cet effet, qui était d'autant plus à craindre que le serrage était plus énergique, s'étant produit sur plusieurs d'entre eux placés consécutivement, le couvercle

du récipient a sauté. Mais il est à remarquer que huit des étriers sont restés intacts et ont laissé échapper le bord du couvercle en se déplaçant. Le système d'attache de ce couvercle par simple pression, au moyen de pièces articulées, est donc encore à incriminer dans l'espèce, et il est permis de croire que l'accident eût été évité si l'on avait employé, au lieu de pièces de cette nature, des boulons ordinaires traversant normalement la collerette et le couvercle par des trous percés pour cet objet. Cette modification a été ultérieurement apportée à l'appareil par MM. Lévy et Kiener.

Accident du 21 *décembre* 1889. — *Teinturerie de M. Mulaton, à Hem* (*Nord*). — L'appareil, construit en 1886 et timbré la même année à 1 kilogramme, consistait en une cuve cylindrique en tôle, à fond embouti, disposée verticalement et portée par quatre colonnes (*fig.* 1 et 2, Pl. 55). Il était fermé, à sa partie supérieure, par un couvercle de même diamètre que lui, $2^m,20$, constitué par une tôle de fer de 15 millimètres d'épaisseur, plane sur son pourtour, et emboutie dans sa partie centrale sous une flèche de $0^m,17$. Ce couvercle était renforcé sur le bord, à l'extérieur, par une rondelle en fer de $0^m,12$ de largeur et 20 millimètres d'épaisseur, et venait s'appliquer sur une cornière qui terminait le corps de la cuve, avec interposition d'une tresse de coton. Le joint devait être maintenu par 42 boulons, dont 21 de 37 millimètres de diamètre, adaptés à charnière à la paroi extérieure du récipient, et 21 de 24 millimètres de diamètre, du type ordinaire. Sur le pourtour de la cornière et sur celui du couvercle, des encoches étaient pratiquées pour la mise en place des boulons à charnière que l'on serrait au moyen d'écrous à oreilles, et des trous étaient percés pour donner passage aux boulons ordinaires, qui alternaient avec les précédents.

Cette cuve servait à débouillir le coton à l'aide de la vapeur. La matière était chargée dans ce but sur un faux-fond perforé posé sur une petite cornière circulaire intérieure, et soutenu par de petits pieds. On la recouvrait avec des planches et quelques barreaux de fonte pour l'empêcher de surnager; puis, l'appareil étant rempli d'eau jusqu'au-dessus de la charge, on mettait en place le couvercle et on faisait entrer la vapeur, qui pénétrait par le fond de la cuve. Chaque opération portait sur 1.000 kilogrammes de coton et durait de cinq à six heures. Au bout de deux heures environ, on atteignait la pression normale de $0^{kg},750$, que l'on maintenait en réduisant l'arrivée de la vapeur.

Ce récipient était muni d'un manomètre et de deux soupapes de sûreté, à poids directs, disposées sur le couvercle.

Le 21 décembre 1889, on n'avait mis dans la cuve, par exception, que 500 kilogrammes de coton. Trois quarts d'heure environ après l'admission de la vapeur, le couvercle fut projeté, traversa la toiture de l'atelier et y retomba ensuite en défonçant de nouveau cette toiture. La cuve resta en place, en s'inclinant légèrement et en enfonçant dans le sol deux des colonnes qui lui servaient de support. Le coton et le faux-fond qui le supportaient furent également projetés.

Dans sa chute, le couvercle rompit un gros tuyau de vapeur. Fort heureusement, le chauffeur eut la présence d'esprit de fermer les prises de vapeur des générateurs, qui n'étaient pas munis de clapets de retenue automatiques. De cette façon, il n'y eut que trois ouvriers de l'atelier légèrement atteints, probablement par des débris de la toiture.

Le couvercle s'était ovalisé dans sa chute, mais ne présentait aucune trace de cassure, ni de détérioration par usure. En outre, son bord circulaire, qui était plat à

l'origine, a été trouvé infléchi (*fig.* 3, Pl. 55), par suite de l'action prolongée et énergique du serrage des boulons en porte-à-faux au delà de la tresse de coton en forme de corde qui était employée comme joint. Grâce à cette déformation, la surface d'adhérence de chacun des écrous à oreilles sur ce bord était presque réduite à une ligne, et on voyait en effet, derrière chaque encoche, une trace profonde d'usure correspondant à ce contact incomplet, et qui montrait bien que cet état de choses datait de longtemps. L'ouvrier chargé de la conduite de l'appareil a d'ailleurs reconnu qu'il effectuait le serrage des boulons à charnière à coups de maillet sur les oreilles des écrous : on comprend que les efforts ainsi exercés aient pu produire la flexion du bord du couvercle. De plus, cette déformation avait détruit la coïncidence des trous du couvercle et de ceux de la cornière destinés au passage des boulons ordinaires, pour lequel il n'existait qu'un jeu de 1 millimètre; il n'était donc pas possible d'en faire usage, et, en fait, on ne se servait plus que des boulons à charnière.

Interrogé sur ce point par M. l'Ingénieur des mines Chapuy, ledit ouvrier a vainement essayé de prétendre qu'il avait assujetti le couvercle à la fois au moyen des boulons à charnière et des boulons ordinaires. A l'appui de cette déclaration, il n'a pu représenter aucun débris provenant de ces derniers. Il a simplement remis à M. Chapuy un petit boulon qui, tout entier avec sa tête et son écrou, passait d'outre en outre dans les trous et ne pouvait avoir été employé pour le serrage. D'autre part, l'examen attentif de ces trous n'a montré aucune trace de frottement provenant d'un serrage par des pièces introduites à leur intérieur. Enfin, M. Mulaton a répondu d'une façon un peu évasive qu'il croyait bien se rappeler avoir vu autrefois les boulons ordinaires en place, mais qu'il n'y attachait pas d'importance, ne se figurant pas

qu'un appareil timbré à 1 kilogramme pût offrir quelque danger.

Dans de telles conditions, il semble évident que, depuis longtemps, on faisait exclusivement usage des boulons à charnière. L'eût-on voulu, on n'aurait pu leur adjoindre les autres, puisque le défaut de concordance des trous de la cornière et de ceux du couvercle, résultant de la déformation de celui-ci, n'aurait pas permis de les mettre en place.

Ceci admis, il ne parait pas que l'on puisse invoquer, au cas particulier, l'excès de pression, car la tension habituelle de $0^{kg},750$ ne devait pas encore avoir été atteinte. Il convient donc d'attribuer l'accident : 1° à l'absence des boulons ordinaires destinés à relier le couvercle au corps du récipient; 2° à la déformation que présentait ce couvercle, sur le bord, en raison de l'emploi, pour faire le joint, d'une tresse de coton à l'extérieur de laquelle le pourtour de l'obturateur a été violemment serré en porte-à-faux et déformé à la longue. La flexion du bord du couvercle, en diminuant de plus en plus l'adhésion des écrous des boulons à charnière, devait, à un moment donné, entraîner l'accident. Il aura suffi, pour qu'il se produisît, que le serrage fût un peu moins énergique que d'habitude, et permît le glissement des écrous sur la surface inclinée avec laquelle ils étaient en contact. En réalité, tous les boulons à charnière ont été retrouvés sans avaries, rabattus à l'extérieur. C'est encore leur insuffisance comme moyen d'attache qui a occasionné cette explosion.

Accident du 24 décembre 1889. — *Distillerie de M. Gidon, à Issoire* (*Puy-de-Dôme*). — Le récipient consistait en un cylindre vertical de $0^{m},73$ de diamètre, fermé par un couvercle mobile (*fig.* 4, Pl. 55). Il portait à la partie supérieure une bride en fonte sur laquelle venait s'ap-

pliquer le bord plat de l'obturateur, lequel était embouti dans sa partie centrale sous une flèche d'environ $0^m,05$.

Le récipient et le couvercle étaient en cuivre; le bord de ce dernier était renforcé par un anneau de fonte de $0^m,09$ de large et 25 millimètres d'épaisseur, auquel il était rivé; mais la feuille de métal n'avait qu'une épaisseur de 2 millimètres. Le joint était obtenu au moyen de quatre boulons à charnière pourvus d'écrous à oreilles, qui étaient adaptés à la bride supérieure du récipient et se rabattaient dans un même nombre d'encoches pratiquées sur le pourtour de cette bride et sur celui du bord de l'obturateur. L'étanchéité était assurée par une tresse en chanvre introduite dans une gorge circulaire de la bride.

Cet appareil était installé avec trois autres, pour servir à la distillation des marcs de raisin, au moyen de la vapeur. A cet effet, celle-ci, amenée par un tuyau à la partie inférieure du vase, était distribuée sous une plaque de cuivre perforée disposée au-dessous de quatre disques en cuivre, sur lesquels les marcs étaient chargés à des niveaux différents. Les quatre vases distillatoires étaient réunis entre eux, ainsi qu'à la chaudière et à un réfrigérant, par des tuyaux pourvus de robinets. Mis en activité en 1884, ils n'avaient pas été soumis à l'épreuve légale, et n'étaient pourvus d'aucun appareil de sûreté.

Celui qui a fait explosion était alors en communication avec la chaudière génératrice, dans laquelle la pression n'était ordinairement que $1^{kg},500$, bien que son timbre fût $4^{kg},500$. Les vapeurs de ce vase devaient passer dans un autre, puis se rendre de là au réfrigérant. Une demi-heure après le commencement de l'opération, l'ouvrier préposé à la surveillance du travail s'aperçut que le couvercle laissait échapper de la vapeur. Il voulut alors serrer un de ses boulons, mais à peine avait-il commencé, que le couvercle fut projeté en l'air, ainsi que les marcs

contenus dans le récipient; il fut renversé et se fit dans sa chute quelques blessures à la tête, mais il n'a été que légèrement brûlé et n'a subi qu'une incapacité de travail de moins de vingt jours.

Le couvercle, après avoir traversé la toiture du bâtiment abritant la distillerie, est retombé sur l'un des autres vases distillatoires, puis sur le sol. L'anneau de fonte qui le consolidait s'est brisé en quatre endroits (*fig.* 5, Pl. 55), mais tous ses rivets sont restés intacts. Le disque de cuivre n'a été que légèrement déformé; aucun des boulons à charnière ne s'est rompu; ils ont simplement tourné autour de leurs points d'attache.

La forme, l'épaisseur et le mode d'attache du couvercle étaient absolument incompatibles avec l'existence d'une pression effective appréciable à l'intérieur du récipient. M. l'Ingénieur des mines de Béchevel estime donc que l'accident a été la conséquence de la fermeture intempestive du robinet du tuyau par lequel les vapeurs alcooliques devaient se rendre dans l'un des autres appareils de la distillerie, en communication lui-même avec le réfrigérant. Il peut se faire aussi que ce tuyau ait été obstrué par des marcs de raisin qui y auraient été entraînés; le chauffeur prétend avoir découvert cette obstruction à la suite de l'explosion, et le fait se serait renouvelé depuis. Dans l'une ou l'autre hypothèse, on s'explique que le récipient étant resté en même temps en communication avec la chaudière, où la pression était de 1^{kg},500, l'obturateur se soit dégagé de ses quatre écrous et ait été violemment lancé en l'air. Si les quatre boulons qui le retenaient avaient été du type ordinaire, l'accident aurait peut-être été évité.

Accident du 15 *février* 1890.— *Fabrique de caoutchouc de Mme veuve Crausaz, à Marseille.* — Le récipient, qui servait à vulcaniser le caoutchouc, consistait en un cy-

lindre horizontal en tôle, de $1^m,50$ de diamètre (*fig.* 6, Pl. 55), assemblé à l'arrière avec un fond plat au moyen d'une cornière, et se prolongeant en avant par un court anneau en fonte, auquel il était relié de la même manière. Cet anneau se terminait par un rebord circulaire plat de $1^m,72$ de diamètre extérieur, contre lequel venait s'appliquer un couvercle de même diamètre, constitué par une tôle de fer de 15 millimètres d'épaisseur, plane sur son pourtour et emboutie dans sa partie centrale sous une flèche de $0^m,05$. Le joint était constitué par un boudin en caoutchouc placé dans une gorge circulaire de la bride fixe (*fig.* 7, Pl. 55); il était maintenu au moyen de seize boulons à charnière de 22 millimètres de diamètre (18 millimètres seulement dans le taraudage), avec écrous à oreilles adaptés à la paroi extérieure de l'anneau et rabattus dans des encoches ménagées sur le pourtour du couvercle et sur celui du rebord du récipient.

Cet appareil, construit en 1880, a été éprouvé la même année pour le timbre de 4 kilogrammes. Il était muni d'un manomètre, ainsi que d'une soupape de sûreté placée sur le tuyau d'arrivée de la vapeur et chargée pour la pression de 4 kilogrammes. Il recevait cette vapeur d'une chaudière timbrée à 6 kilogrammes.

A l'origine, il ne possédait pas l'anneau de fonte antérieur, et son couvercle était assemblé à la cornière qui le terminait au moyen de soixante-quatre boulons de 15 millimètres de diamètre, passant au travers de trous pratiqués dans les rebords des pièces à réunir. Mais Mme Crausaz ayant trouvé qu'avec ce système, la mise en place du couvercle ne se faisait pas assez vite, avait fait récemment modifier le récipient. La disposition adoptée consista à prolonger le corps cylindrique en tôle par l'anneau de fonte, lequel fut disposé de manière à se prêter à l'assemblage de l'obturateur au moyen de seize boulons à charnière. Le service des mines ne fut pas averti de ce

changement, et l'appareil fut remis en fonctionnement sans avoir subi une nouvelle épreuve.

Le 30 janvier 1890, il fut soumis, ainsi modifié, à un essai à chaud qui dura une demi-heure, et pendant lequel la pression fut portée à 3 kilogrammes. Le 11 février, on voulut faire une première opération, mais, à la pression de 3^{kg},500, une fuite se manifesta au joint du côté gauche. L'un des constructeurs qui avaient opéré la modification indiquée ci-dessus, appelé aussitôt, constata dans cette région un bombement du couvercle, et déclara qu'il lui paraissait d'épaisseur trop faible pour ses nouvelles conditions de fonctionnement. On lui en commanda alors un autre de 20 millimètres d'épaisseur, et il consentit à redresser l'ancien, pour que l'on pût encore s'en servir en attendant.

Le couvercle redressé fut livré le 15 février et mis immédiatement en place pour une opération. On introduisit ensuite la vapeur dans le récipient; dix minutes après, le couvercle était projeté violemment dans l'atelier.

Lancé dans une direction oblique, il frappa mortellement dans son trajet un ouvrier qui passait devant le récipient. Trois autres ouvriers, le contre-maître de l'usine et le fils de la propriétaire furent en même temps atteints par des débris.

Les trois ouvriers qui ont fait le joint disent avoir serré les écrous à fond en se servant d'un levier. Le manomètre, d'après les témoins, marquait 2^{kg},250.

Le couvercle a été retrouvé fortement bombé suivant son diamètre vertical; sa flèche avait été portée de 50 à 138 millimètres. Sa section par un plan diamétral perpendiculaire, c'est-à-dire horizontal, était, au contraire, à peu près rectiligne.

Trois boulons en haut et trois en bas avaient été simplement rejetés au dehors et avaient résisté, quelques-uns en subissant une violente torsion. Les dix autres avaient été brisés au ras de la base de l'écrou.

Dans les intervalles et au voisinage des boulons supérieurs, qui n'ont pas été cassés, le rebord de l'anneau de fonte présentait des traces parfaitement nettes de frottement, indiquant de la manière la plus évidente que le couvercle avait glissé, par suite de la déformation qu'il subissait sous l'action de la pression interne de la vapeur, entre ce rebord et les écrous qui le tenaient appliqué contre lui.

Des essais de résistance, exécutés par M. l'Ingénieur des mines Oppermann, ont démontré que le métal du couvercle et celui des boulons étaient de bonne qualité. Il ne semble pas non plus qu'il y ait eu excès de pression. L'accident doit donc être attribué à un vice de construction. Tout d'abord, l'épaisseur de 15 millimètres donnée au couvercle avait pu suffire, parce que son bord était invariablement maintenu par les soixante-quatre boulons qui le traversaient. Mais, quand ensuite ces boulons ont été remplacés par seize autres n'agissant plus que par la pression de leurs écrous, l'obturateur a pu se déformer, grâce au glissement de son bord au-dessous d'eux, glissement accusé par les traces qu'il a laissées sur la surface annulaire de la virole de fonte qui terminait le récipient. Il est à remarquer, en outre, que les boulons d'assemblage étaient insuffisants, non seulement comme nombre, mais encore comme diamètre. Sous la seule influence de la pression intérieure, sans tenir compte du serrage et en supposant les efforts également répartis, ils devaient travailler à raison de $18^{kg},7$ par millimètre carré sous la pression de 4 kilogrammes indiquée par le timbre, et à raison de $10^{kg},5$ sous celle de $2^{kg},250$ qui existait au moment de l'accident. C'était évidemment exagéré.

Dès lors, il est facile de comprendre comment les choses se sont passées. Les écrous du haut et ceux du bas étant les moins serrés, parce que c'étaient ceux dont la manœuvre s'opérait le moins commodément, le bord du cou-

vercle a glissé au-dessous d'eux, en raison de sa tendance à la déformation, et l'obturateur s'est bombé dans un plan diamétral vertical. Cela étant, les boulons latéraux ont eu à supporter des efforts plus considérables et inégalement répartis, auxquels ils ont été incapables de résister; ils se sont rompus et leur rupture a eu pour conséquence la projection du couvercle. Cette fois encore, la disposition à charnière des boulons d'attache a joué un rôle considérable dans l'accident.

Accident du 24 *septembre* 1890.— *Fabrique d'indiennes de MM. Keittinger et Cie, à Amfreville-la-Mivoie* (*Seine-Inférieure*). — Le récipient dont il s'agit est connu sous le nom de *boîte à vaporiser* les tissus, ou de *boîte à fixer*. Sa forme rappelle celle d'une maison, c'est-à-dire qu'il comprend une capacité parallélipipédique à arêtes horizontales et à section droite rectangulaire, surmontée d'un faîte (*fig.* 8 et 9, Pl. 55). Il est en tôle de fer et renforcé à l'extérieur par une double armature du même métal. A sa partie antérieure, il présente une ouverture rectangulaire de $1^m,44$ sur $1^m,77$, destinée à recevoir une porte mobile suspendue à un galet qui roule sur un double rail établi au-dessus. Cette porte est formée d'une simple feuille plane de tôle de 9 millimètres d'épaisseur, renforcée par deux armatures horizontales en fer à T (*fig.* 10, Pl. 55) et entourée d'un rebord constitué par une cornière (*fig.* 11, Pl. 55), lequel est destiné à s'enfoncer dans une rainure garnie d'une bande de caoutchouc qui entoure l'orifice rectangulaire de l'appareil (*fig.* 12, Pl. 55). Le joint ainsi formé est serré au moyen de dix-huit boulons désignés par les ouvriers sous le nom d'*oreillons*; les tiges de ces boulons sont mobiles autour de charnières fixées sur le bord de l'ouverture du récipient (*fig.* 13, Pl. 55), et s'engagent dans des échancrures ménagées sur le pourtour de la porte.

A l'intérieur de l'appareil sont disposés deux rails sur lesquels peut rouler un chariot destiné à recevoir les pièces à vaporiser. La vapeur, produite par un générateur timbré à 4^{kg},500, arrive d'abord dans un réservoir de détente situé en arrière de la boîte à vaporiser, timbré à 5 kilogrammes, et pourvu d'un manomètre sur la graduation duquel est marquée une flèche à la division qui correspond à la pression de 1^{kg},250. Elle passe ensuite dans la boite à vaporiser par un tuyau de cuivre de 30 millimètres de diamètre, qui se divise à l'intérieur du vase en deux branches percées de petits trous par lesquels elle s'y répand. Son arrivée se règle au moyen de deux robinets placés l'un en avant du réservoir de détente, l'autre avant la boîte à vaporiser. L'échappement se fait par une tubulure de 105 millimètres de diamètre disposée à la partie supérieure de la boite et surmontée d'un robinet ainsi que d'un tuyau traversant la toiture du bâtiment. Deux repères consistant chacun en un coup de pointeau sont marqués sur la clef et sur la cannelle de ce robinet. On avait admis dans l'usine que, pour le bon fonctionnement de l'appareil, ils devaient se trouver en face l'un de l'autre. Dans cette position, un orifice rectangulaire de 40 millimètres de long sur 10 millimètres de large est offert à la sortie de la vapeur.

Cet appareil fonctionnait dans l'établissement depuis 1878. Il avait été récemment réparé, mais sans que l'on eût touché à la porte. Il n'avait d'ailleurs été ni déclaré, ni éprouvé, et n'était pourvu d'aucune soupape de sûreté.

Depuis sa réinstallation après cette réparation, il n'avait fonctionné que le 19 septembre pour des échantillons. La veille et le matin même de l'accident, on l'avait essayé à blanc. Après le second essai, le contremaître, aidé de trois ouvriers, y introduisit les pièces à vaporiser et fixa ensuite la porte au moyen des oreillons; puis il ouvrit les robinets d'admission de la vapeur. Le manomètre du ré-

servoir de détente marquait alors 1 kilogramme. Le contremaître se tenait à gauche et un autre ouvrier à droite du récipient. Une fuite de vapeur s'étant déclarée au joint de la porte, du côté droit, l'ouvrier serra d'un quart de tour environ l'écrou de l'un des oreillons. Aussitôt après, la porte était violemment arrachée et projetée à une distance de $6^m,50$. Le contremaître, atteint par elle à la partie supérieure du crâne, fut tué sur le coup; son compagnon fut légèrement brûlé à la poitrine par un jet de vapeur. Enfin, un maçon, qui travaillait près de là sur un échafaudage, en tomba et se contusionna dans sa chute.

Aucun des boulons de serrage de la porte n'a été endommagé; ils ont été seulement rejetés en arrière, en tournant autour de leurs charnières. Tous d'ailleurs, sauf un de ceux de la ligne supérieure, étaient munis de leurs écrous en parfait état. L'écrou qui manquait a été retrouvé à terre; comme il n'était nullement avarié, pas plus que le boulon lui-même, il y a lieu de supposer qu'il n'avait pas été mis en place lors de la fermeture. La cornière formant le rebord de la porte s'est rompue dans l'angle sur presque toute la longueur de son côté droit (*fig.* 10, Pl. 55), et a pris une forme cintrée avec convexité à l'extérieur; en outre, la tôle de la porte s'est faussée et sa tige de suspension s'est rompue, mais son pourtour n'a nullement souffert, et toutes ses échancrures destinées à recevoir les boulons de serrage sont restées en parfait état.

Les avaries subies par cette porte montrent qu'elle a dû s'ouvrir d'abord du côté gauche, en rejetant à l'extérieur les boulons de serrage, et qu'elle a ensuite tourné autour du rebord du côté droit comme charnière, ce côté ayant également échappé presque au même instant.

Le fait même de l'explosion démontre que la vapeur avait, dans l'appareil, une pression qui était loin d'être

négligeable, et que le système de fermeture n'était pas assez solide pour y résister. C'est donc à tort que les industriels considéraient la communication du récipient avec l'atmosphère comme étant de nature à exclure, dans tous les cas, toute pression effective nettement appréciable. L'élévation de pression qui a déterminé la projection de la porte peut, d'ailleurs, être attribuée soit à l'insuffisance de l'orifice d'échappement qui, dans la position ordinaire du robinet, n'avait qu'une section de 400 millimètres carrés tandis que le tuyau d'amenée de la vapeur en avait une de 706 millimètres carrés, soit encore à la fermeture complète et intempestive de ce robinet. Bien que l'enquête ait fait ressortir de fortes présomptions en faveur de cette seconde hypothèse, M. l'Ingénieur des mines Boëll ne se prononce ni pour l'une, ni pour l'autre, à cause du doute qui subsiste encore.

Dans tous les cas, le peu de stabilité des attaches de la porte a sûrement contribué, dans une large mesure, à cette explosion.

Ces exemples si divers font déjà ressortir le danger de l'emploi des boulons à charnière dans des circonstances déterminées. Nous allons maintenant le faire apparaître d'une manière encore plus frappante en donnant un récit détaillé de nos expériences.

L'appareil dont nous nous sommes servis a été établi en prenant pour modèle le récipient de M. Ferlat, qui a donné lieu à l'accident du 4 octobre 1888. Son couvercle avait absolument la même forme et les mêmes dimensions que la porte de ce récipient, savoir :

Diamètre de la partie emboutie	$1^m,41$
Flèche d'emboutissage	$0^m,12$
Diamètre extérieur	$1^m,67$
Largeur de la partie plane et de la rondelle placée au-dessus.	$0^m,13$

Diamètre de la circonférence correspondant aux axes
des boulons de serrage. $1^m,60$
Épaisseur de la tôle. . . . . 10^{mm}
— de la rondelle . . . . 17^{mm}
Profondeur des encoches. . . . . $0^m,09$
Largeur des encoches. . . . . $0^m,05$

Ce couvercle était placé sur une bride annulaire venue de fonte avec un fond de même métal, renforcé par des nervures rayonnantes, le tout représenté par les *fig.* 1 et 2, Pl. 56. Le couvercle et le fond emprisonnaient une capacité peu volumineuse de $1^m,35$ de diamètre intérieur, que l'on pouvait mettre en pression au moyen d'une pompe hydraulique. La bride présentait des échancrures sur lesquelles se superposaient les encoches du couvercle. Pour le serrage du joint, on se servait de 18 boulons de 35 millimètres de diamètre, adaptés à charnière au-dessous de la bride sur le pourtour de la pièce en fonte; les écrous de ces boulons étaient du type ordinaire et portaient sur des rondelles en fer interposées entre eux et le bord plat du couvercle.

La déformation par bombement du diaphragme pouvait être mesurée facilement grâce à une armature en fer disposée au-dessus de lui dans l'un de ses plans diamétraux ; cette armature était constituée par une bande métallique de 12 millimètres d'épaisseur fixée invariablement au corps de l'appareil, et qui se développait au-dessus de l'obturateur suivant un profil curviligne à peu près parallèle à sa section transversale. Trois pointeaux portés par cette armature descendaient normalement sur le couvercle, l'un à son centre, les deux autres en des points symétriquement placés par rapport à lui. Ces pointeaux étaient filetés et mobiles dans des écrous fixés à l'armature. Des verniers permettaient de mesurer leur déplacement par fractions de millimètre.

Avant de procéder aux opérations, on avait soin d'é-

vacuer l'air renfermé dans la capacité à mettre en pression, ce qui pouvait se faire très facilement au moyen d'un petit trou pratiqué pour cet objet dans la paroi en fonte, taraudé vers l'extérieur, et que l'on fermait ensuite au moyen d'une vis.

Dans une première série d'expériences, le joint a été fait en chanvre et en suif sur une aussi grande largeur que possible; la surface annulaire de la bride en fonte était complètement plane, et, les boulons étant serrés fortement, il n'existait qu'un intervalle de 3 à 4 millimètres entre cette surface et le bord plat du couvercle. Ces conditions étaient particulièrement favorables à la solidité du joint.

La pression a été portée peu à peu de zéro à 4 kilogrammes. A ce moment, une fuite s'est déclarée, et il est devenu impossible de l'élever davantage. On est alors revenu à zéro ; puis on est remonté à 4 kilogrammes et on a maintenu cette pression pendant dix minutes, après quoi on est encore revenu à zéro.

Les diagrammes (*fig.* 3, Pl. 56) résument les observations qui ont été faites dans ces conditions. Le centre A du couvercle a d'abord pris une flèche supplémentaire de $1^{mm},18$, qui s'est réduite à $0^{mm},04$ la première fois qu'on a supprimé la pression; cette flèche a ensuite atteint à 4 kilogrammes $1^{mm},65$, puis $2^{mm},19$, et, à la fin des essais, elle est retombée à $0^{mm},36$.

Aux points B et C, tous deux situés à $0^{m},53$ du centre, la déformation a atteint respectivement $1^{mm},60$ et $1^{mm},40$ dans la première phase, pour se réduire à $0^{mm},25$ et $0^{mm},50$ lorsque la pression est revenue à zéro.

En résumé, l'altération du profil du couvercle a été peu sensible; le joint a bien résisté, malgré la fuite qui s'y est produite. Si le récipient Ferlat s'était trouvé dans de pareilles conditions, sa porte n'aurait pas été projetée.

Mais ce n'était pas ainsi que ce récipient fonctionnait.

Son joint était, en effet, constitué par un boudin de caoutchouc de $0^m,03$ de diamètre, engagé dans une gorge circulaire de la bride fixe. Nous avons donc fait creuser dans la bride de notre appareil une gorge du même genre, à laquelle on a donné une profondeur de 6 millimètres et qui a reçu un tore en caoutchouc ayant à l'état libre $1^m,435$ de diamètre intérieur et $1^m,465$ de diamètre extérieur. Le joint ainsi constitué ayant été serré (*fig.* 1, Pl. 56), on a mis l'appareil en pression, mais on n'a pu dépasser 3 kilogrammes, le joint ayant fini par céder et ayant ainsi permis à l'eau de s'échapper sur le pourtour de l'une des encoches.

Les diagrammes (*fig.* 4, Pl. 56) sont relatifs à cette seconde série d'expériences. Au centre A′ du couvercle, la flèche de déformation a atteint $13^{mm},50$ à la pression de 3 kilogrammes, et il en est resté $8^{mm},35$ lorsque l'on est retombé à zéro. Aux points B′ et C′ situés à $0^m,47$ du centre, la déformation a été respectivement de $4^{mm},87$ et $5^{mm},50$ pour la pression de 2 kilogrammes.

En même temps, le bord du couvercle s'est infléchi et a pris une forme tronconique ; nous avons mesuré, après démontage, la conicité de ce bord et constaté qu'il s'était déplacé, perpendiculairement à son plan primitif, de 10 à 15 millimètres à l'extérieur, ainsi que l'indique la *fig.* 5, Pl. 56.

Par suite de ce déversement, les boulons se sont inclinés vers le dehors ; les rondelles situées sous les écrous ont en même temps glissé sur le bord de l'obturateur et y ont laissé des traces de frottement qui montrent qu'elles se sont déplacées de 13 à 20 millimètres. Par contre, la déformation permanente de la partie centrale du diaphragme a été peu sensible.

Il est à remarquer, d'ailleurs, que par suite du serrage du joint au moment des essais, le bord du couvercle avait déjà commencé à s'incliner. On peut s'en rendre compte

en examinant la *fig.* 6, Pl. 56, qui représente à la fois le joint légèrement serré, le joint serré avant les essais et le joint déformé par ces essais. Dans la première position, l'intervalle compris entre la bride en fonte et la circonférence extérieure du bord du couvercle était de 21 millimètres; dans la troisième, il s'est réduit à $5^{mm},50$. Comme conséquence de cette déformation, le caoutchouc s'est trouvé, à un moment donné, chassé de sa gorge vers le dehors, et on a pu, quand on a fait disparaître la pression, l'apercevoir par les ouvertures servant au passage des boulons.

L'intensité des effets observés par rapport à ce qu'ils étaient dans les premières expériences s'explique par la faible portée du joint, qui était réduite cette fois à l'étendue du contact du tore en caoutchouc, et par la nature même de cette substance.

Pour empêcher le glissement du caoutchouc, il semblait indiqué de serrer préalablement les boulons jusqu'à faire appliquer la circonférence extérieure du couvercle sur la bride en fonte. Quand on procède de cette manière, les boulons s'inclinent fortement et semblent exposés à laisser échapper la plaque, pour peu que leur devers augmente encore par suite d'une nouvelle déformation de la tôle sous l'influence de la pression hydraulique.

Néanmoins, c'est ainsi que nous avons agi dans une troisième série d'expériences, en vue de laquelle le joint en caoutchouc a été serré à bloc, à l'aide d'une clef avec rallonge dont la longueur totale était de $1^{m},10$.

La *fig.* 7, Pl. 56, représente la coupe transversale du joint lors de ces essais. La pression a pu être élevée jusqu'à 6 kilogrammes. A ce moment, le caoutchouc avait glissé sur tout le pourtour, nonobstant le contact extérieur du bord du couvercle avec la bride, et, en un point, le tore se trouvait complètement hors de sa gorge, dans la position indiquée par le trait ponctué.

Les diagrammes (*fig.* 8, Pl. 56) font connaitre les déformations qui ont été mesurées. Au centre A″, le bombement a atteint 16^{mm},67 à la pression de 6 kilogrammes et il est resté là 10^{mm},55 de déformation permanente. Aux points B″ et C″, situés de part et d'autre et à 0^{m},47 du centre, la déformation a atteint respectivement 15 et 16^{mm},18 sous la tension de 6 kilogrammes, pour tomber à 9^{mm},55 et 5^{mm},93 lorsqu'on a supprimé la pression intérieure. Le profil du couvercle s'est encore plus altéré que dans le cas précédent.

Ce qu'il importe surtout de remarquer, c'est que les conditions dans lesquelles s'est faite la seconde série d'expériences ont été identiques à celles qui existaient lors de l'explosion du récipient Ferlat. Dans les deux cas, la pression a atteint et n'a pas dépassé 3 kilogrammes. Dans les deux cas aussi, la flèche de l'obturateur a été augmentée; les mêmes causes ont déterminé des effets analogues. Or, il n'est pas douteux que, dans les essais hydrauliques, l'inclinaison du bord du couvercle et le déversement des boulons vers l'extérieur étaient de nature à rendre imminent l'échappement de l'obturateur; il n'y a donc pas lieu de s'étonner que, dans des circonstances identiques, la porte du récipient Ferlat ait été arrachée et lancée vers l'avant.

Les constatations que nous avons faites démontrent aussi de la façon la plus claire l'instabilité des joints obtenus au moyen de boulons à charnière, surtout lorsque la rigidité des obturateurs laisse à désirer, c'est-à-dire lorsque leur épaisseur est insuffisante par rapport à leur diamètre.

Il faut donc se garder, dans la pratique, de soumettre ces joints à des pressions élevées, et il faut surtout n'omettre aucune des formalités ni des mesures prescrites pour les récipients de vapeur par le titre V du décret du 30 avril 1880. En d'autres termes, il convient

que les récipients dont nous nous occupons soient déclarés au préfet du département, qu'ils soient soumis à l'épreuve légale et pourvus, en outre, d'une soupape de sûreté s'ils sont timbrés pour une pression moindre que celle fixée pour la chaudière alimentaire.

Les constructeurs doivent aussi faire en sorte que les épreuves de ces appareils aient lieu dans leurs conditions de marche normale. Il n'en a malheureusement pas été ainsi pour l'évaporiseuse de M. Ferlat. Elle avait été essayée par pression hydraulique dans des conditions de sécurité très supérieures à celles de son usage habituel, et cela pour trois raisons : 1° les boulons étaient tout à fait indépendants et pouvaient être poussés jusqu'au fond des entailles, tandis que les boulons à charnière agissaient à peu de distance du bord de la porte ; 2° au lieu du joint en caoutchouc de faible largeur, ayant sa position fixée par celle de la rainure, on avait une large tresse de paille qui touchait les boulons ; 3° enfin, outre les boulons, on avait employé, pour améliorer le serrage, de quatre à six pinces ou serre-joints embrassant la porte et la bride du récipient. L'assemblage des deux pièces avait donc été réalisé d'une manière aussi satisfaisante que possible. Si au contraire on s'était placé dans les conditions où l'appareil devait fonctionner, on ne serait sans doute pas arrivé à obtenir la pression d'épreuve, ou bien on aurait vu se produire des déformations d'une intensité telle que l'appareil n'aurait pu être timbré. De toute façon, l'accident eût été évité.

Quand les appareils en question sont disposés de manière que leur communication avec l'atmosphère les exempte de toute pression effective nettement appréciable, la fermeture amovible à l'aide de boulons à charnière n'a plus d'inconvénient ; mais encore faut-il qu'en ce cas, cette communication ne puisse jamais être interceptée soit par une obstruction, soit par le jeu d'un robi-

net, d'une valve ou d'un tiroir. Quand, d'une façon ou d'une autre, le récipient peut être isolé de l'atmosphère, il ne faut pas hésiter, conformément à la circulaire ministérielle du 13 novembre 1888, à procéder comme il a été dit plus haut, c'est-à-dire à se soumettre au titre V du décret de 1880. C'est faute d'avoir pris ces précautions que plusieurs des accidents que nous avons passés en revue ont pu se produire.

Si l'on croit devoir conserver les boulons à charnière, il sera prudent de les placer le plus près possible du tore en caoutchouc destiné à assurer l'étanchéité, et d'emprisonner celui-ci entre deux gorges profondes creusées l'une dans la bride fixe, l'autre dans le bord de l'obturateur mobile, et se correspondant exactement, afin de réduire à quelques millimètres seulement l'intervalle compris entre les deux surfaces planes juxtaposées.

Une autre disposition recommandable consiste à emboutir le diaphragme mobile de telle façon que son bord soit rabattu perpendiculairement à la bride fixe (*fig.* 9, Pl. 56); ce bord est rivé extérieurement à l'une des faces d'une cornière circulaire dont la seconde face sert à faire le joint. De cette manière, la surface annulaire sur laquelle agissent les écrous de serrage tend beaucoup moins à se dégager de ces écrous sous l'action de la force élastique de la vapeur, et le renversement des boulons à l'extérieur n'est plus autant à redouter.

Mais le mieux encore sera de renoncer aux boulons à charnière et de les remplacer par des boulons ordinaires traversant les bords en présence de la bride fixe et du couvercle mobile. Celui-ci sera ainsi retenu sur sa périphérie par les corps mêmes des boulons, et non plus seulement par la pression des écrous. Si les manœuvres y perdent en rapidité, la sécurité y gagnera, et c'est là le point essentiel.

CHRONIQUE

(Juillet 1891)

N° 34

Rectification à la note parue récemment dans les *Annales* (Mars 1892, p. 443).

Par M. M. D'OCAGNE, Ingénieur des ponts et chaussées.

Je n'ai pas pris garde, en faisant au sujet de la formule de M. Delocre la remarque algébrique consignée dans la note en question, qu'une faute d'impression s'était glissée à l'endroit correspondant du texte dans le Mémoire de ce savant ingénieur (*Annales*, 1866, 2e sem., p. 229). A la sixième ligne, les mots « grand » et « petit » doivent être intervertis. Il en résulte que, dans ma note, il faut *changer le sens de toutes les inégalités*. La méthode ne se trouve pour cela nullement modifiée. Je tiens à remercier M. van Hemert, ingénieur à Bréda (Pays-Bas), d'avoir bien voulu attirer mon attention sur ce point.

Pontoise, le 14 juillet 1891.

N° 35

NOUVEAUX ORDRES GÉNÉRAUX

DE LA COMPAGNIE DE L'OUEST

CONCERNANT :

1° LA LIMITATION DE LA VITESSE DES TRAINS;
2° LA DISTANCE A RÉSERVER ENTRE LES SIGNAUX AVANCÉS ET LEURS POTEAUX DE LIMITE DE PROTECTION;
3° LE NOMBRE DE FREINS A PLACER DANS LES TRAINS.

Note de M. MASSIEU, Inspecteur général des mines.

La compagnie de l'Ouest a soumis dans le courant de l'année 1887 à l'approbation de l'administration supérieure les nouveaux ordres de service généraux mentionnés dans le titre de cette note.

J'étais alors attaché comme ingénieur en chef au contrôle du réseau de l'Ouest et bien que j'aie été appelé vers la fin de 1887 à un autre service, j'ai retenu, sur le désir de la compagnie et avec l'agrément de M. l'inspecteur général de Villiers du Terrage, l'examen de ces nouveaux ordres généraux, lesquels, après avoir subi des modifications de quelqu'importance, ont été approuvés par une décision ministérielle du 15 avril 1889, conformément à un avis du comité technique des chemins de fer émis sur le vu d'un rapport sommaire que j'avais établi et auquel M. de Villiers avait donné son adhésion.

Le comité technique avait alors demandé que les résultats de mes études, dont je lui avais présenté le

résumé, fussent consignés dans une note autographiée, où reçussent une publicité quelconque.

Je tiens à déclarer que si la note qu'on va lire, rédigée à l'occasion des nouvelles mesures que la compagnie de l'Ouest a adoptées, renferme un examen général de diverses questions importantes dans l'exploitation des chemins de fer, ces questions ont été déjà l'objet d'études approfondies, notamment de la part de M. l'inspecteur général Thoyot (*Annales des Ponts et Chaussées* de 1874), et de M. Pol Lefèvre, ingénieur, sous-chef du mouvement à la compagnie de l'Ouest (*Revue générale des Chemins de fer*, décembre 1888). On verra que j'ai largement profité des études que je viens d'indiquer.

Il y a dans l'exploitation des chemins de fers trois questions qui sont intimement liées, savoir :

1° La vitesse maxima avec laquelle les trains peuvent circuler, suivant leur composition, mais surtout suivant les conditions du tracé de la voie, tant en plan qu'en profil ;

2° La distance minima à réserver entre les signaux avancés des gares et le premier point qu'ils protègent, lequel est en réalité le poteau de limite de protection de ces signaux ;

3° Le nombre des freins gardés à placer dans les trains. Malgré l'introduction du frein continu dans tous les trains de voyageurs autres que les trains mixtes ; cette question, fort délicate à résoudre, a conservé toute son importance pour ces derniers trains, ainsi que pour les trains de marchandises et même pour les trains de voyageurs proprement dits où le frein continu peut accidentellement cesser de fonctionner.

Je viens de dire que cette question du freinage des trains est fort délicate à résoudre ; c'est qu'en effet s'il est assez simple de déterminer ce que j'appellerai le *coef-*

ficient de freinage d'un train, dont la vitesse maxima est connue en chaque point de son parcours, c'est-à-dire la fraction du poids total de ce train, moteur compris, qui doit être enrayable pour obtenir l'arrêt dans un parcours déterminé. Il est beaucoup plus compliqué de déterminer le nombre de freins gardés, manœuvrables à la main, qu'il faut placer dans le train pour obtenir ce résultat, quand on se propose, en vue de ne pas exagérer sans utilité le nombre des gardes-freins, de tenir compte du freinage de la machine et du tender, freinage qui, s'il est surabondant, peut être regardé comme reporté en partie sur le reste du train. En outre, il y a lieu d'envisager dans la détermination du nombre de freins gardés à placer dans les trains, le cas de rupture d'attelage et, par suite, l'éventualité de la dérive sur les rampes.

Les trois nouveaux ordres généraux de la compagnie de l'Ouest sont relatifs aux trois questions essentiellement connexes que nous venons d'indiquer, et qui étaient aussi réglementées antérieurement par trois ordres généraux distincts.

I. LIMITATION DE LA VITESSE SUR LA VOIE.

Les trains ont une vitesse normale ou de tracé qu'ils ne peuvent, sur le réseau de l'Ouest, dépasser de plus de moitié en aucun cas, particulièrement en cas de retard; mais en outre la vitesse autorisée est soumise, sur le même réseau, à une limitation absolue, que nous allons indiquer, suivant le tracé de la voie tant en plan qu'en profil.

En aucun cas, la vitesse ne peut dépasser 80 kilomètres à l'heure; c'est là une limite assez étroite qui pourrait être augmentée sur les lignes du réseau où la voie est robuste, mais que la compagnie n'a pas cru avoir intérêt à dépasser.

En outre la vitesse maxima autorisée est restreinte à des limites moins élevées encore sur les parties où la voie présente des courbes ou des déclivités accentuées.

La limitation de la vitesse dans les courbes, dont le rayon descend au-dessous d'une certaine grandeur, est une mesure qui intéresse la sécurité. La limitation de la vitesse sur les pentes à déclivités prononcées se justifie par les mêmes raisons et aussi par l'opportunité d'éviter l'obligation d'avoir à placer dans les trains un nombre de freins gardés trop considérable, ce qui pourrait conduire à des dépenses excessives.

D'après le nouvel ordre général, comme d'après celui qu'il remplce, la vitesse est limitée d'une façon absolue dans les courbes de la manière suivante :

A 60 kilom. à l'heure dans les courbes et contre-courbes se succédant sans alignements droits au moins égaux à 100 mètres;

A 40 kilom. dans les courbes d'un rayon inférieur à 500 mètres, mais supérieur à 300 mètres;

A 30 kilom. dans les courbes dont le rayon est égal ou inférieur à 300 mètres.

A la descente des pentes le nouvel ordre général autorise généralement des vitesses maxima supérieures à celles que l'ancien autorisait.

La vitesse maxima à la descente des pentes est désormais déterminée comme suit :

60 au lieu de 40 kilom. sur les pentes de 10 à 12 millim. par mètre;

50 au lieu de 40 kilom. sur les pentes de 12 à 15 millim. par mètre;

40 au lieu de 30 kilom. sur les pentes de 15 à 20 millim. par mètre;

30 kilom. (comme autrefois) sur les pentes supérieures à 20 millim. par mètre.

Ajoutons que la limitation à 60 kilomètres n'est obligatoire qu'à la descente des pentes consécutives de

10 à 12 millimètres dont la longueur totale est égale ou supérieure à 1 kilomètre, que cette vitesse de 60 kilomètres est autorisée à la descente des pentes de 12 à 15 millimètres dont la longueur est comprise entre 600 mètres et 1 kilomètre. Toutefois ces exceptions, motivées par la faible longueur des pentes, ne sont pas applicables aux abords des gares entre les limites de protection des signaux avancés.

Ces limites de vitesse n'ont assurément rien d'excessif et ne sont pas, dans leur ensemble, supérieures à celles admises sur les autres réseaux.

Je rappellerai que la limitation de la vitesse sur la voie, aussi bien en raison des courbes que des pentes, prend sur le réseau de l'Ouest un caractère tout particulier de précision, par ce fait que la vitesse limite est indiquée aux mécaniciens par des signaux spéciaux (*).

II. DISTANCE A RÉSERVER ENTRE LES SIGNAUX AVANCÉS ET LEURS POTEAUX DE LIMITE DE PROTECTION.

D'après l'ancien ordre général, les signaux avancés des gares devaient être placés de façon qu'entre le poteau de limite de protection et le point, dit de visibilité, où le mécanicien commence à apercevoir le signal, il y eût toujours un intervalle d'au moins :

650 mètres sur les rampes supérieures à 10 millim. ;
950 — sur les paliers et les rampes inférieures à 10 millim. ;
1.150 — sur les pentes de toutes déclivités.

De plus, dans le premier cas, le signal ne pouvait se trouver à moins de 400 mètres du poteau, et dans les deux derniers cas à moins de 600 mètres.

(*) Ces signaux sont en réalité des indicateurs de limitation de vitesse et non des signaux dans l'acception ordinaire du mot.

Toutefois, il était prévu que ces distances pourraient être réduites en cas d'insuffisance des distances disponibles.

On voit que, pour que ces règles fussent efficaces, il fallait compter sur une distance de visibilité pouvant aller jusqu'à 550 mètres, que l'on est loin d'avoir toujours dans les régions souvent brumeuses de l'Ouest de la France, et les dites règles étaient d'autre part d'autant moins logiques que d'après les règlements généraux de la compagnie de l'Ouest, on ne répète les signaux avancés qu'autant qu'ils ne sont pas visibles à 200 mètres.

En outre, les coupures faites dans les déclivités étaient loin d'être rationnelles, puisqu'en particulier la même règle était appliquée pour toutes les pentes, quelle qu'en fût l'importance.

La compagnie de l'Ouest l'avait reconnu avant de présenter ses nouveaux ordres généraux et depuis quelque temps elle avait prescrit d'augmenter sur les pentes la distance des signaux à leurs poteaux de limite de protection ; elle avait fixé le minimum de cette distance :

à 700 mètres sur les pentes de 5 à 10 millim.;
à 800 — sur les pentes supérieures à 10 millim.

mais ce n'était là qu'une modification qui ne reposait sur aucune base précise, tandis que le nouvel ordre de service général fixe des distances logiquement en rapport avec le tracé de la voie, tant en plan qu'en profil, et aussi avec la puissance des moyens d'arrêt dont les trains sont pourvus.

Ces moyens d'arrêt doivent être suffisants, et c'est là la base de toute la réglementation nouvelle adoptée sur le réseau de l'Ouest, pour permettre à un train de s'arrêter en pleine voie dans les conditions où lui est fait un signal d'arrêt en vue de couvrir un obstacle.

Or, d'après les règlements de la compagnie de l'Ouest,

le signal d'arrêt doit être fait en pleine voie à la distance constante de 800 mètres du point à protéger, distance qui doit être portée à 1.200 mètres quand les signaux ne sont pas visibles à 200 mètres, de même qu'en temps de verglas.

Il résulte de là que, sur le réseau de l'Ouest, on ne compte que sur une visibilité effective de 200 mètres, puisqu'on ne fait le signal d'arrêt qu'à 800 mètres de l'obstacle, tant que cette visibilité est assurée et que l'on oblige les trains, comme on le verra, à diminuer leur vitesse aux abords des gares quand cette condition n'est pas remplie.

La distance de 200 mètres est parcourue dans un temps compris entre neuf et douze secondes par les trains rapides circulant aux vitesses de 80 à 60 kilomètres à l'heure et ce temps peut être regardé comme suffisant pour le serrage complet des freins, de sorte que l'on peut admettre que les freins seront entièrement serrés au moment où le train passera devant le signal qui lui est adressé.

Il faut toutefois envisager le cas où l'arrêt serait commandé par l'explosion d'un pétard posé sur la voie courante à la distance de 800 mètres de l'obstacle; mais il faut remarquer que l'explosion d'un pétard est entendue en même temps de tous les gardes-freins qui doivent manœuvrer leurs freins avec d'autant plus de diligence et sans attendre l'appel que le mécanicien doit leur adresser au moyen du sifflet de sa machine, qu'une pareille explosion a le caractère d'un signal d'alarme.

De là il faut conclure que les trains devront être freinés et plus généralement pourvus de moyens d'arrêt suffisants pour qu'ils puissent être arrêtés sur toutes les déclivités qu'ils parcourent, à la plus grande vitesse qu'il leur est permis d'y prendre, après un parcours de 800 mètres comptés à partir du point où les moyens d'arrêt agissent

entièrement, à partir du point, par conséquent, où l'on admet que les freins sont complètement serrés.

Si les trains sont freinés de manière à satisfaire à cette condition, on aura un surcroît très important de sécurité, tenant à l'action retardatrice que produisent les freins pendant que leur serrage même s'effectue, d'autant plus que l'on sait que ce n'est pas quand ce serrage arrive jusqu'à l'enrayage que les freins ont leur maximum d'efficacité.

De ce qui précède, il résulte qu'un signal avancé devrait être en principe placé à 800 mètres de son poteau de limite de protection qui est en fait le premier point que protège le signal.

Pour régler le freinage des trains on a partagé les déclivités en séries définies de la manière suivante :

Pentes de	0	à	5	millim.	par mètre ;
— de	6	à	10	—	—
— de	11	à	12	—	—
— de	13	à	15	—	—
— de	16	à	20	—	—
— de	21	à	25	—	—
— de	26	à	30	—	—

Il a été admis que, pour chacune des séries précédentes de déclivités, les trains seraient freinés pour la plus forte déclivité de la série. Par exemple, si la plus forte pente de la section de ligne que le train doit parcourir est de 13 millimètres, le train sera freiné de façon qu'il puisse être arrêté en 800 mètres sur une pente de 15 millimètres à la vitesse maxima qu'il lui est permis d'atteindre. Il en résulte que, sur une pente de 13 millimètres, il pourra être arrêté en une distance L moindre que 800 mètres. Cette distance L se calcule facilement, comme nous le montrerons tout à l'heure, après avoir fait connaître comment se détermine la vitesse maxima dont elle dépend.

Nous désignerons par V la vitesse maxima qu'il est per-

mis au train d'atteindre en chaque point de son parcours.

En général, W étant la vitesse normale ou de tracé du train, V sera égal à $\frac{3}{2}$ W, mais sans pouvoir toutefois dépasser les maxima absolus que nous avons précédemment indiqués et que nous désignerons par V_1, de sorte que V sera dans tous les cas égal à la plus petite des deux quantités $\frac{3}{2}$ W et V_1. C'est pour la vitesse maxima V ainsi définie que le train devra être freiné.

Dans le nouvel ordre général de la compagnie de l'Ouest concernant le nombre de freins à placer dans les trains, il a été fait une distinction entre les déclivités (pentes ou rampes) inférieures ou égales à 10 millimètres et les déclivités supérieures à 10 millimètres par mètre.

Pour les déclivités d'au plus 10 millimètres, la limite absolue V_1 de la vitesse est de 80 kilomètres. La vitesse V, qui servira à déterminer le freinage, sera donc la plus petite des deux quantités : 80 kilomètres et $\frac{3}{2}$ W.

Il a été admis en outre que, sur les déclivités dont il s'agit, les trains seraient freinés toujours pour une vitesse de tracé au moins égale à 35 kilomètres et par conséquent pour une vitesse maxima de $52^k,5$. V ne sera donc jamais inférieur à ce dernier chiffre.

Pour les déclivités supérieures à 10 millimètres par mètre, on a envisagé le cas où le mécanicien, sortant d'une section de ligne où il pouvait marcher à 80 kilomètres, vient à pénétrer dans une autre section où il doit observer un maximum absolu de vitesse V_1 de 60, 50, 40 ou 30 kilomètres; bien que ce maximum V_1 soit indiqué au mécanicien par les signaux de limitation de vitesse, on a admis qu'il pouvait arriver qu'il n'eût pas encore tout à fait réduit la vitesse de son train à la valeur V_1 au moment où il entre dans la section où la vi-

tesse est limitée à ce chiffre; on a supposé, par surcroît de prudence, qu'il pouvait arriver qu'il y pénétrât avec une vitesse égale à $V_1 + 10$, en sorte que l'on a admis que la vitesse maxima V, pour laquelle le train devrait être freiné, sur des déclivités supérieures à 10 millimètres, serait la plus petite des deux quantités $\frac{3}{2}$ W et $V_1 + 10$.

De plus, sur ces mêmes déclivités, on est convenu de freiner les trains pour une vitesse de tracé au moins égale à 30 kilomètres, et par conséquent pour une vitesse maxima V au moins égale à 45 kilomètres, tant bien entendu que 45 kilomètres est inférieur à $V_1 + 10$, c'est-à-dire tant que V_1 est supérieur à 35 kilomètres, ce qui a lieu pour toutes les déclivités qui ne dépassent pas 20 millimètres par mètre. Pour ces dernières, V_1 est égal à 30 kilomètres, et les trains doivent être freinés pour une vitesse maxima V égale à $V_1 + 10$, c'est-à-dire à 40 kilomètres.

En résumé, la vitesse maxima V pour laquelle un train sera freiné, est déterminée comme suit :

1° Sur les déclivités ne dépassant pas 10 millimètres par mètre, V sera égal à la plus petite des deux quantités 80 kilomètres et $\frac{3}{2}$ W, sans que W puisse être pris plus petit que 35 kilomètres et $\frac{3}{2}$ W plus petit que 52k,5.

2° Sur les déclivités supérieures à 10 millimètres par mètre, V sera égal à la plus petite des deux quantités $\frac{3}{2}$ W et $V_1 + 10$, sans que W puisse être plus petit que 30 kilomètres et $\frac{3}{2}$ W plus petit que 45 kilomètres.

Il est convenu d'ailleurs qu'un train doit être freiné de manière à pouvoir être arrêté en 800 mètres sur une

pente I (formant tête de série de déclivités) s'il marche à la vitesse maxima V.

Soit I′ la déclivité moyenne de la section de voie sur laquelle on arrête le train, I′ étant < I, et V′ la vitesse réelle de ce train au moment où l'on commence à serrer les freins ; nous allons déterminer la distance L que le train parcourra avant de s'arrêter, à partir du moment où les freins seront complètement serrés en faisant abstraction de l'action retardatrice des freins pendant que leur serrage s'effectue ; nous exprimerons les déclivités I et I′ en millimètres par mètre, en les comptant positivement pour les pentes et négativement pour les rampes. Soient de plus v et v' les vitesses en mètres par seconde, qui répondent aux vitesses V et V′ exprimées en kilomètres à l'heure ; soient enfin P le poids du train et F la force retardatrice, supposée constante, déterminée par l'action des freins serrés et par les résistances diverses dues au fonctionnement des organes du train. Pour un parcours L_0, le travail résistant des forces agissant sur le train sera égal à

$$FL_0 - \frac{PIL_0}{1.000},$$

et si L_0 désigne la distance de 800 mètres nécessaire au train pour s'arrêter, ce travail devra être égal à la puissance vive $\frac{Pv^2}{2g}$ que le train possédait au moment où la force retardatrice F a été pleinement mise en action ; on aura donc

$$FL_0 - \frac{PIL_0}{1.000} = \frac{Pv^2}{2g},$$

ou

$$FL_0 = P\left(\frac{v^2}{2g} + \frac{IL_0}{1.000}\right) (*).$$

(*) A remarquer que nous ne tenons pas compte de l'action retardatrice due à la résistance de l'air, laquelle a pourtant aux grandes vitesses une valeur sérieuse ; cette omission assure à nos résultats un surcroît de sécurité de quelque importance.

Si le train marche à la vitesse $v' < v$ sur une déclivité $I' < I$, la distance L qu'il parcourra avant de s'arrêter sera donnée par la relation

$$FL = P\left(\frac{v'^2}{2g} + \frac{I'L}{1.000}\right).$$

Multipliant ces deux dernières relations en croix, pour éliminer F et P, il vient :

$$L_0\left(\frac{v'^2}{2g} + \frac{I'L}{1.000}\right) = L\left(\frac{v^2}{2g} + \frac{IL_0}{1.000}\right).$$

Si de cette relation nous tirons la valeur de L, il viendra :

$$L\left(\frac{v^2}{2g} + \frac{IL_0}{1.000} - \frac{I'L_0}{1.000}\right) = L_0\,\frac{v'^2}{2g},$$

d'où :

$$L = L_0\,\frac{\frac{v'^2}{2g}}{\frac{v^2}{2g} + \frac{L_0(I - I')}{1.000}},$$

ou encore :

$$L = L_0\,\frac{v'^2}{v^2 + \frac{2gL_0(I - I')}{1.000}},$$

or on a :

$$v = \frac{1.000\,V}{3.600} = \frac{V}{3{,}6},$$

d'où

$$v^2 = \frac{V^2}{(3{,}6)^2} = \frac{V^2}{12{,}96},$$

de même on aura :

$$v'^2 = \frac{V'^2}{12{,}96},$$

substituant dans l'expression de L et multipliant haut et bas par 12,96, il vient :

$$L = L_0\,\frac{V'^2}{V^2 + \frac{2 \times 12{,}96 \times gL_0(I - I')}{1.000}}.$$

Si nous remplaçons g par sa valeur 9,81 et L_0 par sa valeur 800 mètres, nous trouverons finalement :

$$L = 800^m \frac{V'^2}{V^2 + 203,4(I - I')}.$$

L'analyse qui précède, empruntée au mémoire de M. Lefèvre, n'est pas entièrement correcte, bien que le résultat soit exact. En effet, la quantité $\frac{Pv^2}{2g}$ ne représente pas la puissance vive totale du train, mais la partie de cette puissance vive qui est due au mouvement de translation du train et à laquelle il faudrait ajouter la puissance vive due au mouvement de rotation des parties tournantes, pour avoir la puissance vive totale.

Or, comme la vitesse de rotation des pièces tournantes est proportionnelle à la vitesse de translation, il faudrait, pour obtenir l'expression de la puissance vive totale du train, ajouter respectivement dans les formules précédentes, aux quantités $\frac{Pv^2}{2g}$ et $\frac{Pv'^2}{2g}$, des termes de la forme $\frac{Qv^2}{2g}$ et $\frac{Qv'^2}{2g}$, Q ayant dans les deux cas la même valeur, que nous indiquerons d'ailleurs plus loin. Pour le moment, il suffit de remarquer que la rectification à apporter à nos formules consisterait à y remplacer P par P + Q, et comme l'expression finale de la valeur de L a été obtenue en éliminant P, cette expression ne serait nullement modifiée.

Dans notre dernière formule, L représente la distance qu'un train doit parcourir depuis le moment où les freins sont complètement serrés jusqu'à celui où il s'arrête. Nous avons admis que le serrage complet n'a lieu aux abords d'une gare, où le train doit s'arrêter, qu'au moment où ce train passe devant le signal avancé, le ralentissement opéré pendant le serrage constituant, pour ainsi dire, une réserve de sécurité très réelle, mais dont

nous ne tenons pas compte dans nos calculs. Il résulte de là que la distance L, déterminée par notre dernière formule, sera la distance à laquelle un signal avancé devra être placé de son poteau de limite de protection, étant entendu toutefois que l'on adoptera pour cette distance la plus grande valeur que puisse prendre L, suivant les valeurs possibles de V′ et de V, de façon à ce qu'elle soit suffisante dans tous les cas qui peuvent se présenter.

Comme V représente la vitesse maxima autorisée pour un train quelconque, la vitesse réelle V′ de ce train ne saurait dépasser V; autrement dit, V ne peut être qu'égal ou supérieur à V′. Il résulte de là que nous rendrons L maximum pour une valeur donnée de V′, en faisant dans notre dernière formule $V = V'$, au moins toutes les fois que la valeur de V pourra descendre jusqu'à V′.

Nous devons donc prendre :

$$L = 800^{m} \frac{V'^2}{V'^2 + 203,4(I - I')}.$$

Or la plus grande valeur de L que donnera cette formule correspondra à la plus grande valeur que peut recevoir V′, c'est-à-dire à la valeur V, laquelle sera égale à 80 kilomètres ou à $V_1 + 10$, si la vitesse est limitée à V_1 sur la partie de voie où le train se trouve.

En particulier, pour ce dernier cas, on devra prendre :

$$L = 800^{m} \frac{(V_1 + 10)^2}{(V_1 + 10)^2 + 203,4(I - I')},$$

à moins toutefois que le train ne soit freiné pour une vitesse V plus grande que $V_1 + 10$, ce qui arrivera, comme nous l'avons indiqué plus haut, si la vitesse de tracé du train est très faible; alors L devra être calculé par la relation :

$$L = 800^{m} \frac{(V_1 + 10)^2}{V^2 + 203,4(I - I')}.$$

Nous allons indiquer maintenant comment, au moyen des relations précédentes, a été calculé le tableau I des distances à réserver entre les signaux avancés et leurs poteaux de limite de protection.

La première colonne de ce tableau indique les déclivités. La deuxième donne les valeurs de L correspondant aux déclivités égales ou inférieures à 10 millimètres par mètre et sur lesquelles la vitesse n'est pas limitée, ou plutôt doit être supposée pouvoir atteindre 80 kilomètres; on a donc calculé ces valeurs au moyen de la relation :

$$L = 800^{m} \frac{(80)^2}{(80)^2 + 203,4(I - I')}.$$

On a supposé que le train était freiné pour une pente de 10 millimètres; en conséquence on a fait :

$$I = 10,$$

I' pouvant prendre toutes les valeurs positives ou négatives égales ou inférieures à 10 millimètres.

Pour calculer les chiffres de la colonne (3), on a fait usage de la formule :

$$L = 800^{m} \frac{(70)^2}{(70)^2 + 203,4(I - I')},$$

en faisant

$$\begin{array}{lll} I = 15 & \text{pour} & I' = 15,\ 14 \text{ et } 13; \\ I = 12 & & I' = 12 \text{ et } 11; \\ I = 10 & & I' \leqq 10. \end{array}$$

Les chiffres de la colonne (4) ont été établis au moyen de la relation :

$$L = 800^{m} \frac{(60)^2}{(60)^2 + 203,4(I - I')},$$

avec

$$I = 15 \quad \text{pour} \quad I' = 15,\ 14,\ 13.$$

Les chiffres de la colonne (4) ne s'appliquent qu'aux pentes de 15 millimètres, 14 millimètres et 13 millimè-

tres, qui sont les seules sur lesquelles la vitesse soit limitée à 50 kilomètres, cette limitation à 50 kilomètres ne s'appliquant elle-même, dans aucun cas, en raison des courbes, contrairement à ce qui a lieu pour les limitations, à 60 kilomètres, 40 kilomètres, 30 kilomètres.

Les chiffres de la colonne (5) ont été calculés par la formule

$$L = 800^{m} \frac{(50)^2}{(50)^2 + 203{,}4(I - I')},$$

avec :

I = 20 pour les valeurs de I' égales ou inférieures à 20, mais supérieures à 15;
I = 15 pour les valeurs de I' égales ou inférieures à 15, mais supérieures à 12;
I = 12 pour les valeurs de I' égales ou inférieures à 12, mais supérieures à 10.

Pour les déclivités égales ou inférieures à 10 millimètres, nous avons vu que la vitesse maxima V, pour laquelle le train est freiné, ne descend pas au-dessous de $52^{k},5$. En conséquence, pour les déclivités dont il s'agit, on doit prendre

$$L = 800^{m} \frac{(50)^2}{(52\,{}^1/_2)^2 + 203{,}4(I - I')}.$$

Dans cette relation, 50 kilomètres représentent la vitesse maxima et majorée $V_1 + 10$ que l'on suppose que le train peut atteindre et $52^{k},5$ la vitesse maxima V pour laquelle il est freiné.

Pour les déclivités égales ou inférieures à 10 millimètres, la compagnie a continué à faire $V = 50$, c'est-à-dire à se servir de l'avant-dernière formule au lieu de la dernière; elle a donc adopté pour L des valeurs plus grandes qu'il n'est nécessaire, mais qui peuvent être conservées sans inconvénient.

Les chiffres de la colonne (6) donnent les valeurs de L qui correspondent au cas où la vitesse est limitée sur la

voie à 30 kilomètres, limitation qui s'applique dans tous les cas où la voie présente une pente supérieure à 20 millimètres par mètre. On a admis que, sur les déclivités de cette nature, on prendrait toujours L égal à 800 mètres et c'est pour ce motif que notre tableau ne s'étend pas à ces déclivités. Cherchons toutefois les valeurs que la théorie attribuerait à L pour des pentes supérieures à 20 millimètres, autrement dit, les chiffres qui devraient être inscrits dans la colonne (6) du tableau, si elle était complétée pour ces pentes ; on devrait prendre :

$$L = 800^{m} \frac{(40)^2}{(40)^2 + 203,4(I - I')},$$

avec

$I = 25$ pour les valeurs de I' égales ou inférieures à 25, mais supérieures à 20 ;
$I = 30$ pour les valeurs de I' égales ou inférieures à 30, mais supérieures à 25.

La compagnie de l'Ouest a continué à appliquer la formule précédente pour les déclivités égales ou inférieures à 20 millimètres mais supérieures à 15 millimètres ; cette manière de faire n'est pas conforme à la théorie, attendu que, sur les pentes de 20 à 10 millimètres par mètre, la vitesse maxima pour laquelle le train est freiné ne descend pas au-dessous de 45 kilomètres et que, sur les pentes égales ou inférieures à 10 millimètres, elle ne descend pas au-dessous de $52^k,5$, d'après ce qui a été dit précédemment.

On devrait prendre en effet :

$$L = 800^{m} \frac{(40)^2}{(45)^2 + 203,4(I - I')},$$

pour toutes les déclivités égales ou inférieures à 20 millimètres, mais supérieures à 10 millimètres avec :

$I = 20$ pour $I' \leqslant 20$ et > 15 ;
$I = 15$ $\quad I' \leqslant 15$ $\quad > 12$;
$I = 12$ $\quad I' \leqslant 12$ $\quad > 10$.

Puis on devrait prendre :

$$L = 800^m \frac{(40)^2}{(52\ ^1/_2)^2 + 203,4(I - I')},$$

pour toutes les déclivités égales ou inférieures à 10 avec :

$$I = 10 \quad \text{et} \quad I' \ngtr 10.$$

En se servant, comme elle l'a fait pour calculer les valeurs de L correspondant aux pentes de 20 à 10 millimètres de la formule :

$$L = 800^m \frac{(40)^2}{(40)^2 + 203,4(I - I')},$$

la compagnie a adopté des valeurs trop grandes qu'il n'y a d'ailleurs aucun inconvénient à conserver. Elle a, d'autre part, arrondi les chiffres obtenus en appliquant les formules que nous venons de faire connaître généralement en les forçant, de sorte qu'elle n'a arrondi en dessous qu'autant que la valeur de L ne s'en trouvait réduite que dans une mesure sans importance. Les chiffres auxquels elle s'est arrêtée sont du reste forcés d'une manière très notable pour les déclivités faibles, quand la vitesse, en raison du rayon des courbes, est limitée à 40 kilomètres et à 30 kilomètres. Elle n'a d'ailleurs dans aucun cas admis pour L de valeur inférieure à 400 mètres.

Le tableau I contient, en général, dans chaque colonne et sur la même ligne horizontale deux chiffres :

Le premier chiffre est celui qui résulte des formules précédentes et qui devrait logiquement être choisi; le second est celui adopté par la compagnie et qui parfois a été seul inscrit, l'autre lui étant de toute évidence inférieur.

Nous avons vu que toute la théorie que nous venons d'exposer est basée sur l'hypothèse que les freins peuvent être complètement serrés au moment où la machine

passe devant le signal avancé supposé tourné à l'arrêt.

Le nouvel ordre général recommande de placer les signaux avancés de telle sorte que leur distance de visibilité soit au moins de 400 à 500 mètres, si cela est possible. Il fixe en outre les minima au-dessous desquels cette distance ne peut descendre, d'après la vitesse maxima à laquelle le signal peut être abordé, de la manière suivante :

VITESSE MAXIMA à laquelle le signal peut être abordé	DISTANCE MINIMA de visibilité du signal	TEMPS EMPLOYÉ pour parcourir la distance ci-contre
kilomètres	mètres	secondes
80	270	12
60	200	12
50	185	13
40	170	15
30	150	18

Les durées indiquées dans le tableau précédent sont regardées comme suffisantes pour effectuer le serrage des freins; mais il peut arriver que la distance minima de visibilité indiquée dans le même tableau ne puisse être obtenue. Dans ce cas, il est prescrit d'établir à 500 mètres en avant du point de visibilité un signal de limitation de vitesse indiquant au mécanicien le chiffre auquel il devra avoir ramené la vitesse de son train en arrivant à ce point, ce chiffre sera celui qui correspond dans le tableau précédent à la distance de visibilité immédiatement inférieure à celle constatée sur le terrain.

III. DÉTERMINATION DU NOMBRE DE FREINS GARDÉS A PLACER DANS LES TRAINS.

Cette question est celle dont la solution est la plus délicate; aussi le nouvel ordre général qui la concerne

est-il celui qui, au cours de l'instruction, a subi les modifications les plus profondes.

Le problème que nous devons tout d'abord résoudre peut s'énoncer comme suit :

Quelle est la proportion du poids total d'un train qui doit être enrayable, autrement dit quel doit être *le coefficient de freinage* de l'ensemble de ce train, pour qu'il puisse être arrêté dans un parcours déterminé L, que nous avons fixé à 800 mètres, après le serrage complet des freins et la mise en action des autres moyens d'arrêt, comme l'emploi de la contre-vapeur?

Il doit être entendu que la condition doit être remplie pour toutes les déclivités que le train a à parcourir et pour la vitesse maxima qu'il est autorisé à prendre sur chacune de ces déclivités :

Soient :

P le poids total du train, moteur compris;
V sa vitesse en kilomètres par heure;
v sa vitesse en mètres par seconde $\left(v = \frac{V}{3,6}\right)$;
P′ le poids des parties tournantes (en pratique on admet que P′ = 0,16 P);
R le rayon de roulement;
ω la vitesse angulaire de rotation $\left(\omega = \frac{v}{R}\right)$;
R′ le rayon de gyration (on admet que l'on a en pratique $\frac{R'^2}{R^2} = 0,50$);
p le poids enrayable par les freins du train, ceux du tender et la contre-vapeur;
p' le poids enrayable des parties tournantes (on admet que l'on a, en pratique, $p' = 0,16p$);
f le coefficient de frottement ou d'adhérence des roues enrayées;
f' le coefficient de résistance au roulement;
K la résistance propre des organes de la machine exprimée en kilogrammes;
I la déclivité de la voie exprimée en millimètres par mètre, ainsi qu'il a été dit précédemment, I étant compté positivement sur les pentes et négativement sur les rampes.

La puissance vive totale du train marchant à la vitesse v est égale à :

$$\frac{Pv^2}{2g} + \frac{P'}{2g}\omega^2 R'^2,$$

le second terme de cette expression représentant la partie de la puissance vive due à la rotation des parties tournantes.

Si l'on remplace ω par sa valeur $\frac{v}{R}$ et $\frac{R'^2}{R^2}$ par 0,5, l'expression précédente deviendra :

$$(P + 0{,}5P')\frac{v^2}{2g}.$$

Mais elle ne représente la puissance vive totale du train qu'autant qu'aucune roue n'est enrayée ; si, au contraire, on a enrayé un poids p' des parties tournantes, la puissance vive totale du train sera égale seulement à :

$$[P + 0{,}5(P' - p')]\frac{v^2}{2g}.$$

Telle est l'expression qui doit être appliquée, dès que les freins sont entièrement serrés.

La force retardative qui agit alors sur le train se compose des éléments suivants :

$(P - p)f'$	résistance au roulement du train ;
fp	résistance au glissement des parties enrayées ;
K	résistance propre des organes de la machine.

Mais la force retardatrice sera diminuée, d'autre part, de la composante efficace $\frac{PI}{1000}$ de la pesanteur ; on aura donc pour l'expression définitive de la force retardatrice réelle qui agit pour arrêter le train :

$$(P - p)f' + fp + K - \frac{PI}{1.000},$$

et le travail résistant de cette force pour un parcours égal à L sera :

$$\left[(P-p)f'+fp+K-\frac{PI}{1.000}\right]L.$$

Le train s'arrêtera quand ce travail résistant sera devenu égal à la puissance vive $[P+0,5\,(P'-p')]\,\frac{v^2}{2g}$ que le train possédait au moment où les freins ont été définitivement serrés, c'est-à-dire lorsque l'on aura :

$$\left[(P-p)f'+fp+K-\frac{PI}{1.000}\right]L=[P+0,5(P'-p')]\,\frac{v^2}{2g},$$

en remplaçant P′ par 0,16 P et p' par 0,16 p, divisant enfin par P, il vient :

$$\left[\left(1-\frac{p}{P}\right)f'+f\,\frac{p}{P}+\frac{K}{P}-\frac{I}{1.000}\right]L=\left[1+0,08\left(1-\frac{p}{P}\right)\right]\frac{v^2}{2g}.$$

Telle est la formule à laquelle, d'accord avec M. Pol Lefèvre, je m'arrêterai.

M. l'inspecteur général Thoyot avait établi la formule suivante peu différente de la précédente :

$$\left[\left(1-\frac{p}{P}\right)f'+f\,\frac{p}{P}+\frac{K}{P}-\frac{I}{1.000}\right]L=(1+0,08)\,\frac{v^2}{2g}.$$

Cette formule ne diffère de la nôtre qu'en ce que dans le second membre M. Thoyot n'a pas eu égard à ce que l'on ne doit plus compter pour les parties tournantes enrayées, la partie de leur puissance vive qui correspond au mouvement de rotation; il est vrai que souvent les freins ne sont pas toujours serrés jusqu'à l'enrayage, et que ce n'est pas même alors qu'ils ont, comme nous l'avons déjà rappelé, leur maximum d'efficacité. Toutefois, les deux formules conduisent à des résultats dont la différence n'a pas d'importance en pratique et nous appliquerons celle que nous avons établie et qui est adoptée par M. Lefèvre.

Pour une vitesse et une déclivité déterminée, notre formule nous permettra de calculer : 1° le coefficient de freinage, c'est-à-dire le rapport $\frac{p}{P}$, si l'on donne le parcours L après lequel le train doit s'arrêter; 2° ce parcours L, si l'on donne le coefficient de freinage $\frac{p}{P}$. La formule pour chacun de ces deux cas peut être mise sous les formes suivantes :

$$\frac{p}{P} = \frac{1{,}08\,\frac{v^2}{2gL} + \frac{I}{1.000} - f' - \frac{K}{P}}{f - f' + 0{,}08\,\frac{v^2}{2gL}};$$

$$L = \frac{\left[1 + 0{,}08\left(1 - \frac{p}{P}\right)\right]\frac{v^2}{2g}}{f' + (f - f')\,\frac{p}{P} - \frac{I}{1.000} + \frac{K}{P}}.$$

Pour que le train puisse s'arrêter et même pour qu'étant arrêté il ne se mette pas de lui même en marche, il faut que la force retardataire ait une valeur positive, c'est-à-dire que l'on ait

$$(P - p)f' + fp + K - \frac{PI}{1.000} > 0,$$

ce qui revient à :

$$\left(1 - \frac{p}{P}\right)f' + f\,\frac{p}{P} + \frac{K}{P} - \frac{I}{1.000} > 0,$$

ou encore à

$$(f - f')\,\frac{p}{P} > \frac{I}{1.000} - f' - \frac{K}{P},$$

c'est-à-dire

$$\frac{p}{P} > \frac{\frac{I}{1.000} - f' - \frac{K}{P}}{f - f'}.$$

Il est d'ailleurs évident que $\frac{p}{P}$ ne peut être supérieur à l'unité.

Nous aurons surtout à appliquer la formule

$$\frac{p}{P} = \frac{1{,}08\,\frac{v^2}{2gL} + \frac{I}{1.000} - f' - \frac{K}{P}}{f - f' + 0{,}08\,\frac{v^2}{2gL}},$$

qui permet de calculer le coefficient de freinage en fonction de la vitesse et de la déclivité.

Remplaçons maintenant v par $\frac{V}{3{,}6}$, et v^2 par $\frac{V^2}{(3{,}6)^2} = \frac{V^2}{12{,}96}$. En outre remplaçons g par sa valeur et faisons $L = 800^m$, nous trouverons

$$\frac{v^2}{2gL} = \frac{V^2}{203{,}420} = 0{,}0000049\,V^2,$$

d'où l'on tirera :

$$0{,}08\,\frac{v^2}{2gL} = 0{,}0000004\,V^2,$$

et

$$1{,}08\,\frac{v^2}{2gL} = 0{,}0000053\,V^2.$$

Substituons ces valeurs dans la dernière expression trouvée pour $\frac{p}{P}$ et multiplions haut et bas par 1.000, nous obtiendrons.

$$\frac{p}{P} = \frac{I - 1.000f' - \frac{1.000\,K}{P} + 0{,}0053\,V^2}{1.000(f - f') + 0{,}0004\,V^2}$$

Reste à déterminer la valeur des coefficients f, f' et K.

Le coefficient de glissement ou d'adhérence f, est celui qui influe de beaucoup le plus sur la valeur du coefficient de freinage $\frac{p}{P}$; mais, la grandeur de ce coefficient f est très variable.

Dans son mémoire de 1874, M. Thoyot indiquait que le coefficient *f* varie avec la vitesse de marche et surtout avec les circonstances atmosphériques, qu'il peut descendre jusqu'à 0,06 sur des rails très humides ou pour des vitesses très grandes, tandis que sur des rails bien secs et pour des vitesses modérées, il est généralement de 0,14, c'est-à-dire égal au coefficient d'adhérence des machines; M. Thoyot ajoutait que d'après les expériences faites au chemin de fer de l'Est par MM. Vuillemin et Ce, le coefficient de la résistance créée par le frottement des freins peut s'élever jusqu'à 0,19, en ne serrant pas ces derniers jusqu'à l'enrayage complet des roues.

« Comme il s'agit ici, poursuit M. Thoyot, de la sécurité, il serait imprudent d'adopter pour *f* des valeurs aussi considérables. D'un autre côté si l'on prenait le minimum, on arriverait à des résultats excessifs qui répondraient, il est vrai, aux circonstances exceptionnellement défavorables, mais qui causeraient sans nécessité une gêne sérieuse et permanente à l'exploitation.

« Nous avons donc proposé, poursuit encore M. Thoyot, et la commission des règlements (*) a adopté le chiffre intermédiaire de 0,104, qui sera presque toujours dépassé dans la pratique. Du reste, dans les cas où les circonstances atmosphériques sont assez défavorables pour déterminer une diminution sensible de l'adhérence, les compagnies concessionnaires de chemins de fer sont forcées de diminuer la charge normale de leurs trains, et comme le poids de la machine et du tender demeurent constants, il est évident que leur influence, comme frein, présente alors une augmentation relative qui vient compenser en partie l'affaiblissement accidentel des autres moyens d'arrêt. »

(*) La commission des règlements et inventions, dont il est ici question, avait en grande partie les mêmes attributions que le comité technique actuel qui l'a remplacée.

M. Couche, de son côté, semble conseiller le chiffre de 1/10, qui a été admis, dit-il, sur le réseau de Paris à Lyon et à la Méditerranée.

Quant à M. Pol Lefèvre, dans son mémoire déjà cité, il adopte le chiffre de M. Thoyot, soit 0,104 ; je ferai de même dans ce qui va suivre.

Le coefficient f' de résistance au roulement, d'après M. Thoyot, s'élève jusqu'à 0,010 quand la vitesse de marche atteint 70 kilomètres à l'heure et s'abaisse à 0,004 et même au-dessous lorsque la voie est en bon état et que la vitesse est plus petite que 30 kilomètres ; M. Thoyot employait pour f' la valeur constante 0,004.

M. Lefèvre, en utilisant certains résultats d'expérience et en établissant entre eux une sorte de moyenne, propose de prendre

$$f' = 0,003 + \frac{0,0012\,V^2}{1.000},$$

f' ne serait donc pas constant, comme nous l'avions admis en établissant l'équation des puissances vives; mais l'influence du coefficient f' sur les résultats définitifs est très faible et on aura une exactitude bien suffisante, à la condition de prendre dans chaque cas pour f' une valeur moyenne convenable; car pendant la durée de l'arrêt d'un train la valeur de f' varie en même temps celle de la vitesse.

En désignant par v' la vitesse en mètres et par seconde variable pendant l'arrêt du train, v représentant toujours la vitesse avant la mise en action des freins, nous pourrons écrire pour déterminer v' :

$$\frac{Pv'^2}{2g} = \frac{Pv^2}{2g} - F_1 L'.$$

La force retardatrice totale F_1 étant regardée comme constante, ce qui est très près de la vérité et L' désignant le chemin qui a été déjà parcouru depuis la mise en

action complète des freins jusqu'au moment où la vitesse se trouve réduite à v'.

La relation précédente revient à

$$\frac{PV'^2}{12,96 \times 2g} = \frac{PV^2}{12,96 \times 2g} - F_1 L',$$

V' et V étant les vitesses en kilomètres et par heure correspondant à v' et v. ou encore

$$V'^2 = V^2 - 2\alpha F_1 L',$$

en posant

$$\frac{12,96 \times g}{P} = \alpha.$$

Le travail résistant dû à la résistance au roulement est, pour chaque déplacement élémentaire dL', égal à :

$$(P - p) f' dL',$$

ou

$$(P - p)(a + bV'^2) dL',$$

en posant pour un instant, en vue d'abréger les écritures :

$$f' = a + bV'^2.$$

Le travail total dû à la résistance au roulement et effectué jusqu'à l'arrêt complet du train sera égal à :

$$(P - p) \int_0^L (a + bV'^2) dL'.$$

L représentant la distance parcourue depuis la mise en action complète des freins jusqu'à l'arrêt du train.

Si nous remplaçons V'^2 par sa valeur $V^2 - 2\alpha F_1 L'$, l'expression précédente deviendra :

$$(P - p) \int_0^L (a + bV^2 - 2b\alpha F_1 L') dL',$$

ou bien en effectuant et se rappelant qu'ici V est une constante

$$(P - p)[(a + bV^2)L - b\alpha F_1 L^2],$$

ou encore puisque $\alpha F_1 L$ est égal à $\frac{V^2}{2}$

$$(P-p)\left(a+\frac{bV^2}{2}\right)L.$$

Nous serions arrivé au même résultat en considérant dans l'expression de f', V comme ne représentant plus une vitesse variable, mais la vitesse du train avant la mise en action des freins et en réduisant le coefficient de V^2 à la moitié de sa valeur, c'est-à-dire en prenant

$$f' = 0{,}003 + \frac{0{,}0006\,V^2}{1.000}.$$

Ce qui revient encore à prendre dans l'expression de f une valeur moyenne V_m de la vitesse déterminée par la relation

$$V_m^2 = \frac{V^2}{2} \quad \text{ou} \quad V_m = \frac{V}{\sqrt{2}}.$$

V étant toujours la vitesse du train au moment où commence le serrage des freins.

Par suite d'une erreur M. Lefèvre avait été conduit à prendre

$$V_m = \frac{V}{2} \quad \text{ou} \quad V_m^2 = \frac{V^2}{4}.$$

En ce qui concerne toujours le coefficient de résistance au roulement M. Couche semble recommander l'emploi de deux formules de Finck qui peuvent s'exprimer de la manière suivante :

1° Pour les circonstances favorables, courbes à grands rayons, vent faible, etc., on devrait prendre :

$$1.000f' = 2{,}50 + 0{,}0010\,V^2.$$

2° Pour les circonstances défavorables, mais non extrêmes, on devra prendre :

$$1.000f' = 3{,}75 + 0{,}0015\,V^2.$$

V étant supposé être la vitesse du train à chaque instant de son parcours.

La moyenne des deux expressions conduit à la relation

$$1.000f' = 3,125 + 0,0125\,V^2,$$

bien peu différente de celle que nous avons adoptée avec M. Lefèvre et qui peut s'écrire :

$$1.000f' = 3 + 0,0012\,V^2,$$

étant bien entendu d'ailleurs que si l'on envisage l'arrêt d'un train, il faudrait, pour la durée de l'action complète des freins et V étant alors la vitesse avant que les freins n'aient commencé à agir, prendre

$$1.000f' = 3,125 + 0,000625\,V^2,$$

ce qui donnerait pour la partie de la force retardatrice, qui dépend du coefficient f', une valeur légèrement supérieure à celle dont nous nous proposons de faire usage.

Les valeurs de tous les coefficients que nous avons à introduire dans les formules sont délicates à fixer ; celle du coefficient K, qui représente la résistance propre des organes de la machine, n'échappe pas à cette règle.

M. Thoyot indique dans son mémoire de 1874 que, d'après les expériences faites sur le réseau de l'Est, la résistance propre du mécanisme d'une machine s'accroît avec la vitesse de marche et surtout avec le nombre de ses essieux accouplés et qu'elle est moyennement, par tonne du poids de la machine, de :

4[kg],00 pour les machines à roues libres ;
6[kg],50 pour les machines à 4 roues accouplées ;
8[kg],50 pour les machines à 6 roues accouplées ;
16[kg],00 pour les machines à 8 roues accouplées.

Or, c'est le rapport $\frac{K}{P}$ qui figure dans nos formules précédemment établies. En indiquant par q l'un quel-

conque des chiffres que nous venons d'inscrire et par M le poids en tonnes de la machine, non compris son tender, on aura

$$K = q \times M,$$

et par suite

$$\frac{K}{P} = \frac{q \times M}{P}.$$

P représentant toujours le poids total du train, moteur compris.

« De nombreuses vérifications, dit à ce sujet M. Thoyot, faites au moyen du livret des charges (des trains) de la compagnie P.-L.-M., nous ont montré que sur les sections dont les rampes ne dépassent pas 0,010 (c'est-à-dire 10 millimètres par mètre), le rapport $\frac{K}{P}$ ne varie guère que de 0,0005 à 0,0010, mais qu'il est beaucoup plus considérable sur les fortes rampes et qu'il s'élève jusqu'à 0,0036 sur celles de 0,030. »

M. Thoyot a admis pour $\frac{K}{P}$ la valeur minima de 0,0005, quelle que soit la déclivité, ce qui donnera, dit-il, un surcroît de sécurité sur les sections à fortes rampes.

M. Lefèvre propose d'adopter pour $\frac{K}{P}$ la valeur un peu plus forte de 0,0006. Il déduit cette valeur moyenne de l'application aux machines de l'Ouest de la relation indiquée tout à l'heure.

$$\frac{K}{P} = \frac{q \times M}{P},$$

mais sans donner à ce sujet les éclaircissements nécessaires à la facile intelligence de la question. Il adopte d'ailleurs pour la quantité q les chiffres de M. Thoyot, mais laisse de côté les machines à huit roues accouplées qui n'existent pas encore sur le réseau de l'Ouest.

Les éléments sur lesquels sont établis les résultats obtenus par M. Lefèvre peuvent être résumés dans le tableau suivant où on a désigné par :

M le poids de la machine en tonnes;
T le poids du tender;
P_1 le poids du train (*), non compris le moteur, c'est-à-dire ce qu'on appelle ordinairement la charge du train, q représentant d'ailleurs les chiffres indiqués tout à l'heure.

Le poids total P du train sera égal à $M + T + P_1$.

	q	M	T	P_1	P	$q \times M$	$\frac{K}{P}$
	kilog.	tonn.	tonn.	tonn.	tonn.	tonn.	
Machines à roues libres.	4,00	19	9	100	128	0,0760	0,0006
— à 4 roues accouplées.	6,50	33	16	280	329	0,2145	0,0007
— à 6 — —	8,50	35	17	455	507	0,2975	0,0006

On a donc adopté pour $\frac{K}{P}$ la valeur de 0,0006, ainsi que nous l'avons dit.

La résistance que représente $\frac{K}{P}$ n'existe qu'autant qu'il y a une machine attelée au train; mais s'il s'agissait d'une rame de véhicules séparée de toute machine, comme cela peut arriver en cas de rupture d'attelage, il n'y aurait pas lieu de tenir compte de la résistance $\frac{K}{P}$. Pour ce motif nous écrirons

$$\frac{K}{P} = 0{,}0006\delta.$$

étant convenu que δ est égal à l'unité, quand il y a

(*) Pour avoir le maximum de sécurité on a dû employer la valeur minima de $\frac{K}{P}$, et en conséquence on a adopté, pour la charge P_1 du train, la charge maxima pouvant être imposée à la machine aux vitesses les plus faibles et sur les profils les plus avantageux.

une machine attelée au train et qu'il est égal à zéro quand il n'y en a pas.

Maintenant que nous avons arrêté les valeurs à introduire dans l'expression générale du coefficient de freinage $\frac{p}{P}$, expression qui, sous la dernière forme que nous lui avons donné, est :

$$\frac{p}{P} = \frac{I - 1.000 f' - \frac{1.000 K}{P} + 0{,}0053 V^2}{1.000 (f - f') + 0{,}0004 V^2},$$

nous y ferons

$$1.000 f' = 3 + 0006 V^2,$$
$$1.000 (f - f') = 104 - 3 - 0{,}0006 V^2 = 101 - 0{,}0006 V^2,$$
$$1.000 \frac{K}{P} = 0{,}68.$$

nous aurons donc :

$$\frac{p}{P} = \frac{I - 3 - 0{,}0006 V^2 - 0{,}68 + 0{,}0053 V^2}{101 - 0{,}0006 V^2 + 0{,}0004 V^2}.$$

et par suite

$$\frac{p}{P} = \frac{I - 3 - 0{,}68 + 0{,}0047 V^2}{101 - 0{,}0002 V^2}.$$

La valeur du second terme du dénominateur, n'est égal qu'à 1,28 pour $V = 80$ et très faible par suite, par rapport à celle du premier; nous pouvons donc, sans hésitation faire le dénominateur égal à 100 et adopter, comme très largement suffisante en pratique, la relation très simple :

$$\frac{p}{P} = \frac{I - 3 - 0{,}68 + 0{,}0047 V^2}{100}.$$

Pour le cas où $L = 800$ mètres M. Thoyot avait trouvé:

$$\frac{p}{P} = \frac{I - 4{,}5 + 0{,}0053 V^2}{100}.$$

Dans cette relation 4,5 représente la quantité $1.000\left(f' + \frac{K}{P}\right)$, M. Thoyot ayant pris $1.000\ f' = 4$ et $1.000\ \frac{K}{P} = 0,5$.

De notre côté, nous avons pris

$$1.000 f' = 3 + 0,0006\,V^2,$$

et

$$\frac{1.000\,K}{P} = 0,6,$$

ce qui donne $1.000\left(f' + \frac{K}{P}\right) = 3,6 + 0,0006\,V^2$; si dans la formule de M. Thoyot nous substituons à 4,5 cette dernière valeur de $1.000\left(f' + \frac{K}{P}\right)$, nous retrouverons la nôtre, dans l'hypothèse où δ est égal à l'unité.

Pour déterminer le coefficient de freinage $\frac{p}{P}$ du train pris dans sa totalité, coefficient que nous désignerons désormais par k, nous emploierons donc la relation

$$k = \frac{p}{P} = \frac{I - 3,6 + 0,0047\,V^2}{100},$$

en faisant dans la formule générale précédente $\delta = 1$, parce que nous supposons qu'il y a une machine attelée au train.

Mais s'il s'agit d'une rame de train sans machine attelée, comme cela peut arriver en cas de rupture d'attelage et par suite de dérive, nous emploierons pour déterminer le poids enrayable p et par suite le coefficient de freinage k_0, en désignant par k_0 la valeur de k applicable à ce cas, l'expression

$$k_0 = \frac{I - 3}{100},$$

laquelle se déduit de notre formule générale, en faisant $\delta = 0$, puisqu'on suppose qu'il n'y a plus de machine attelée au train et aussi $V = 0$, parce que la dérive ne peut commencer qu'après que le train a perdu toute vitesse, c'est-à-dire s'est arrêté sur la voie, avant de reprendre un mouvement de recul.

Je joins à ce rapport un tableau II des valeurs du coefficient de freinage k, ou $\frac{p}{P}$ pour les diverses déclivités et les diverses valeurs de la vitesse maxima V, pour laquelle le train doit être freiné. J'ai indiqué précédemment comment on détermine cette vitesse maxima V et je rappelle que pour les pentes supérieures à 10 millimètres par mètre, la valeur de V ne peut dépasser $V_1 + 10$, V_1 étant la vitesse limite fixée par l'ordre général, pour la déclivité considérée, mais que l'on suppose pouvoir être accidentellement dépassée de 10 kilomètres.

Je pourrai donc restreindre le tableau des valeurs du coefficient k à celles qui correspondent aux valeurs maxima de V, que je viens de rappeler.

A ce tableau je joindrai celui des valeurs de $\frac{1}{k}$ ou de $\frac{P}{p}$, dont on verra plus loin l'utilité. Je ferai figurer d'ailleurs dans l'un ou dans l'autre les valeurs particulières de k_0 et de son inverse $\frac{1}{k_0}$ précédemment définies et qui se rapportent à l'éventualité des ruptures d'attelage et des mouvements en dérive.

On remarquera que si l'on considère un train marchant toujours à la vitesse maxima permise en chaque point de la voie, la proportion dans laquelle il devrait être freiné est indiquée par le dernier chiffre de chaque ligne horizontale du tableau des valeurs du coefficient k; on

remarquera aussi que ces chiffres sont loin d'augmenter toujours quand la pente augmente, ce qui tient à ce que l'effet de l'augmentation de la pente est alors plus que compensé par la réduction que l'on apporte en même temps à la vitesse maxima permise. En conséquence un train qui aurait été freiné rigoureusement pour la pente maxima qu'il doit rencontrer, ne le serait pas nécessairement toujours assez pour des pentes plus faibles, et il doit l'être suffisamment non seulement pour la pente maxima, mais encore pour les pentes plus petites; nous aurons à revenir sur cette observation.

Le coefficient de freinage k s'applique au train tout entier, machine et tender compris; or la machine et le tender, en tenant compte de l'action retardatrice de la contre-vapeur, possèdent toujours des moyens d'arrêt plus que suffisants pour amortir leur vitesse, c'est-à-dire déterminer leur arrêt après un parcours déterminé que nous avons fixé à 800 mètres, de sorte que le superflu de ces moyens d'arrêt se reporte sur le train proprement dit et permet de le freiner dans une proportion moins élevée que ne l'indiquerait la valeur du coefficient k; ainsi si on déterminait le nombre des freins gardés en ne tenant compte que de cette valeur, un frein par trois véhicules ne serait même pas tout à fait suffisant pour un train descendant une pente de 10 millimètres à la vitesse de 80 kilomètres, tandis que, comme nous le verrons, le concours de la machine et du tender permet de n'employer qu'un frein par cinq véhicules.

Nous appellerons, comme précédemment :

P_1 le poids du train proprement dit (non compris la machine et le tender);

M le poids de la machine;

T le poids du tender;

et de plus :

M' la partie du poids de la machine qui porte sur les essieux moteurs et dont il y a lieu de tenir compte dans la marche à contre-vapeur, si la machine n'a pas de frein ;

p_1 la partie du poids du train proprement dit qui est enrayable.

Il nous faut d'abord évaluer l'action retardatrice que peut fournir l'emploi de la contre-vapeur.

Nous estimons que l'on peut admettre que cette action équivaut à l'enrayement de tout le poids M' adhérent de la machine, le coefficient d'adhérence étant supposé égal, comme nous l'avons dit précédemment, à 0,104.

Il paraît admis en effet, aujourd'hui, que la contre-vapeur peut produire une résistance égale à 60 p. 100 de l'effort de traction correspondant au même cran d'admission. D'autre part, les machines de la compagnie de l'Ouest sont construites de façon que l'effort maximum de traction qu'elles peuvent fournir soit égal au 1/6 du poids adhérent M'; il résulte de là que l'effort résistant maximum que l'on peut attendre de la contre-vapeur sera égal à

$$0,60 \times \frac{M'}{6} = 0,10\,M',$$

c'est-à-dire à l'adhérence de la machine, en supposant le coefficient d'adhérence ou de frottement égal à 0,10, et par suite sensiblement égal à celui (0,104) que nous avons adopté précédemment.

Ce que nous venons de dire suppose, il est vrai, que la pression de la vapeur dans la chaudière est à son maximum ; s'il n'en était pas tout à fait ainsi, l'arrêt pourrait encore être obtenu dans le parcours voulu, car pour les machines le coefficient d'adhérence 0,10 est au-dessous de la vérité, et sa valeur pourrait être portée à 0,14, d'après M. Thoyot; enfin il ne faut pas perdre de vue

l'effet, dont nous n'avons pas tenu compte dans nos calculs, de l'action des freins pendant leur serrage.

Nous opérerons en conséquence, comme si les roues motrices de la machine étaient pourvues de freins manœuvrables à la main ou autrement.

La machine et son tender ont, d'après ce qui précède, un poids enrayable égal à $M' + T$, et le poids qu'il suffirait d'enrayer pour les maîtriser est égal à $k(M + T)$; il reste donc un poids enrayable disponible égal à

$$M' + T - k(M + T),$$

qui suffira à maîtriser une portion P_0 du poids du train déterminée par la relation

$$kP_0 = M' + T - k(M + T),$$

de sorte qu'on pourra se borner à introduire dans le train proprement dit le nombre de véhicules à frein capables de maîtriser un poids égal à $P_1 - P_0$; il devra donc y avoir dans ce train proprement dit un poids enrayable p_1 déterminé par la relation

$$p_1 = k(P_1 - P_0).$$

Le coefficient du freinage k_1 du train proprement dit, c'est-à-dire le rapport $\frac{p_1}{P_1}$, sera donc :

$$k_1 = \frac{p_1}{P_1} = k - \frac{kP_0}{P_1} = k\left(1 - \frac{P_0}{P_1}\right).$$

Remarquons que pour la même machine et pour le même train, c'est-à-dire pour M, M', T et P_1 constants, k_1 augmente avec k, puisque kP_0 diminue quand k augmente.

Remarquons encore que pour la même machine et pour des déclivités et des vitesses données, par suite pour la même valeur de k, P_0 conserve aussi la même valeur, et qu'en conséquence k_1 augmente avec P_1 ; si donc on veut

avoir la valeur maxima que peut prendre k_1 dans les conditions précitées et qui est celle qu'on devra adopter pour que le freinage soit suffisant dans tous les cas; on devra prendre pour P_1 la charge maxima que la machine peut remorquer dans les conditions de vitesse et de profil auxquelles se rapporte la valeur de k que l'on aura considérée.

Le coefficient k_1, déterminé comme il vient d'être dit, nous fera connaître la portion du poids du train proprement dit qui doit être enrayable pour que ce train, remorqué par sa machine, puisse être arrêté dans les conditions prévues; mais il convient, en outre, que la portion enrayable du poids du train soit suffisante pour prévenir les dérives qui pourraient se produire en cas de rupture d'attelage.

On envisage ordinairement les deux cas de dérive qui correspondent à la rupture de l'attelage en avant ou en arrière du fourgon de tête; ce dernier cas est le moins à redouter; mais s'il se produit, c'est celui où il est le plus difficile de maîtriser la dérive, parce que le train proprement dit n'a perdu qu'un véhicule, et que ce véhicule est un frein.

Soient p'_1 et p''_1 les poids enrayables qu'il faudrait introduire dans le train pour éviter la dérive dans l'un et l'autre des deux cas que nous venons d'indiquer.

En ce qui concerne le premier cas, on devrait prendre

$$\frac{p'_1}{P_1} = k_0.$$

k_0 étant le coefficient précédemment défini, c'est-à-dire la valeur de k pour $V = 0$.

En ce qui concerne le second cas, si nous désignons par ϖ le poids du fourgon, le poids de la rame détachée du moteur sera $P_1 - \varpi$, et cette rame ne renfermera plus qu'un poids enrayable égal à $p''_1 - \varpi$, p''_1 étant, comme

nous l'avons dit tout à l'heure, le poids enrayable qui se trouve dans le train proprement dit supposé complet. Pour que la dérive soit évitée dans l'hypothèse que nous envisageons, il faudra donc que p''_1 ne soit pas inférieur à la valeur donnée par la relation :

$$\frac{p''_1 - \varpi}{P_1 - \varpi} = k_0.$$

d'où l'on tire

$$p''_1 = \varpi + k_0(P_1 - \varpi) = k_0 P_1 + (1 - k_0)\varpi,$$

et par suite

$$\frac{p''_1}{P_1} = k_0 + \frac{(1 - k_0)\varpi}{P_1}.$$

Nous pouvons désigner par k'_1 et k''_1 les valeurs précédentes de $\frac{p'_1}{P_1}$ et $\frac{p''_1}{P_1}$, k_1 désignant toujours la quantité $\frac{p_1}{P_1}$; et il résulte évidemment de ce qui précède que, pour parer à toutes les éventualités, on devrait placer dans le train proprement dit un poids enrayable égal à la plus grande des quantités p_1, p'_1, p''_1, c'est-à-dire adopter pour le coefficient de freinage du train proprement dit la plus grande des quantités k_1, k'_1, k''_1.

On peut renverser le problème que nous venons de résoudre, en le posant sous la forme suivante, que nous emploierons de préférence dans les applications :

Quelle doit être la charge maxima ou le poids maximum P_1 d'un train proprement dit qui renferme un poids enrayable p_1, pour que, d'une part, il puisse être arrêté dans les conditions que nous avons déterminées et pour que, d'autre part, il ne soit pas exposé à l'un ou l'autre des deux genres de dérive que nous avons indiqués?

Les valeurs de P_1 qui répondent à ces trois cas s'obtiendront en renversant les relations précédentes, en faisant p'_1 et p''_1 égaux à p_1 et en remplaçant P_1 par

P'_1 et P''_1 dans les deux dernières; nous obtiendrons ainsi :

$$P_1 = P_0 + \frac{p_1}{k} \quad \text{(arrêt sur la voie)},$$

$$P'_1 = \frac{p_1}{k_0} \quad \text{(premier genre de dérive)},$$

et

$$P''_1 = \frac{p_1 - (1 - k_0)\varpi}{k_0} = \frac{p_1 - \varpi}{k_0} + \varpi \quad \text{(deuxième genre de dérive)}.$$

L'évaluation des quantités P_1, p_1; P'_1, p'_1; P''_1, p''_1, qui représentent respectivement le poids d'un train proprement dit, ce que l'on appelle sa charge, et le poids enrayable qu'il renferme, n'est pas une opération simple en pratique; aussi a-t-on été conduit à évaluer ces quantités par le nombre des véhicules qui les représentent, en attribuant à chaque véhicule (supposé chargé) un poids Δ; le nombre des freins à placer dans les trains, suivant les cas, est rapporté dans le nouvel ordre général de la compagnie de l'Ouest au nombre des véhicules que renferme le train.

Il est facile de voir ce que deviendront les relations précédentes dans ce nouveau système d'évaluation; nous avons cru devoir, toutefois, établir les formules pour le cas plus général où les évaluations sont faites au poids, attendu que diverses compagnies appliquent encore ce mode d'évaluation pour les trains mixtes et de marchandises.

Pour appliquer le nouveau système, nous poserons :

$$P_0 = \frac{M' + T - k(M + T)}{k} = N_0\Delta,$$
$$p_1 = n\Delta,$$
$$P_1 = N\Delta,$$
$$P'_1 = N'\Delta,$$
$$P''_1 = N''\Delta.$$

Nous admettrons, en outre, que le poids ϖ du fourgon est aussi égal à Δ; alors les relations précédentes nous

donneront :

$$N = N_0 + \frac{n}{k} \quad \text{(arrêt sur la voie),}$$

$$N' = \frac{n}{k_0} \quad \text{(premier genre de dérive),}$$

$$N'' = \frac{n-1}{k_0} + 1 \quad \text{(deuxième genre de dérive).}$$

Le poids moyen Δ ne figure plus dans ces dernières relations ; toutefois, c'est à la condition que l'on admettra que N_0 représente bien un nombre de véhicules à charge ordinaire égal à $\frac{P_0}{\Delta}$, et cette charge ordinaire, nous estimons qu'il convient de la fixer à 10 tonnes.

La première des trois précédentes formules peut s'écrire

$$n = k(N - N_0),$$

laquelle indique que l'on n'a à placer dans le train que le nombre n de freins nécessaires pour freiner, dans la mesure qu'indique le coefficient général de freinage k, un nombre de véhicules égal à $N - N_0$, un nombre N_0 de véhicules étant maîtrisé par l'excédant des moyens d'arrêt dont sont pourvus la machine et son tender.

Il faut remarquer aussi que la quantité N_0 est la seule qui dans nos dernières formules varie suivant la machine dont on fait usage, tandis que le coefficient k ne dépend que de la vitesse qu'on admet que le train peut prendre et du profil de la voie, et que le coefficient k_0 applicable au cas de la dérive dépend exclusivement de ce profil.

Nous avons dès à présent toutes les données nécessaires pour calculer N, N′, N″ en fonction de n, ou inversement n en fonction de N, N′, N″, si l'on prend successivement, pour résoudre les diverses questions posées, l'une de ces trois dernières quantités pour variable indépendante.

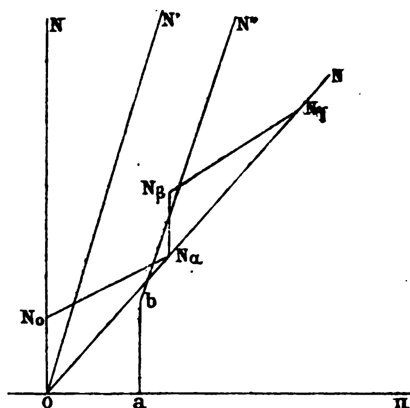
Si l'on construit les courbes (lesquelles seront en fait

des lignes polygonales) dont les abscisses seront n et les ordonnées N, N', N'', par rapport à deux axes rectangulaires, elles représenteront les diverses valeurs de ces dernières quantités qui correspondent aux différentes valeurs de n; elles représenteront aussi les diverses valeurs de n correspondant aux différentes valeurs de N, N', N''. Pour fixer les idées, nous considérerons n comme la variable indépendante.

Construisons d'abord l'équation

$$N = N_0 + \frac{n}{k},$$

elle sera représentée par une droite $N_0 N_\alpha$ coupant l'axe ON à une distance N_0 de l'origine et ayant $\frac{1}{k}$ pour coefficient angulaire.



Soit N_α le nombre maximum de véhicules que peut remorquer la machine dans les conditions de vitesse et de profil auxquelles correspond la valeur de k, pour laquelle l'équation est construite; j'arrêterai la droite $N_0 N_\alpha$ au point dont l'ordonnée est égale à $N\alpha$.

Si je suis conduit à placer dans le train plus de N_α véhicules, je devrai mettre ce train en double attelage et l'adjonction de la nouvelle machine, en la supposant identique à la première, me permettra d'augmenter de N_0 le nombre des véhicules, de le porter par suite de N_α à $N_\beta = N_0 + N_\alpha$ sans avoir à introduire de nouveaux freins dans le train.

Si je dois porter le nombre des véhicules au delà de N_β, de nouveaux freins devront être ajoutés au fur et à mesure de l'adjonction de ces véhicules, c'est-à-dire que l'abscisse n croissant, le nombre des véhicules que le train peut contenir sera représenté par l'ordonnée d'une nouvelle ligne droite $N_\beta N_\gamma$, ayant $\frac{1}{k}$ pour coefficient angulaire et par suite parallèle à $N_0 N_\alpha$.

Lorsque le nombre des véhicules sera devenu égal à N_γ, double de N_α, je ne pourrais plus en ajouter d'autres, sans ajouter une troisième machine, hypothèse qui n'est pas à examiner utilement.

En résumé, le nombre maximum de véhicules que peut renfermer un train, pour s'arrêter dans les conditions prévues, est représenté, pour les différentes valeurs de n, par l'ordonnée de la ligne brisée $ON_0 N_\alpha N_\beta N_\gamma$.

On remarquera que les choses se passent comme si, après avoir porté avec une machine le nombre des véhicules jusqu'à N_α, je soudais au premier train ainsi constitué un second train ayant sa machine propre et dont je porterais progressivement la composition jusqu'à N_α véhicules, comme pour le premier.

La droite $N_\beta N_\gamma$ étant parallèle à $N_0 N_\alpha$, les trois points $0, N_\alpha, N_\gamma$, seront en ligne droite, si $N_\alpha N_\beta = ON_0$, ce qui aura lieu si, comme nous l'avons supposé, la seconde machine attelée au train est identique à la première.

On pourra, pour les diverses valeurs de n, en restant dans les conditions d'arrêt voulues, adopter pour N des

valeurs représentées par les ordonnées d'un contour quelconque, qui serait entièrement situé au-dessous de la ligne polygonale $O N_0 N_\alpha N_\beta N_\gamma$ et en fait on cherche souvent à rapprocher ce contour de la droite $O N_\alpha N_\gamma$, qui donne un nombre de véhicules proportionnel au nombre de freins et réciproquement.

Construisons maintenant les deux lignes dont les ordonnées représenteront les valeurs ci-dessus définies de N′ et N″ en fonction de n.

Les valeurs de N′ seront représentées par les ordonnées d'une ligne droite O N′ passant par l'origine et dont le coefficient angulaire sera égal à $\frac{1}{k_0}$.

Les valeurs de N″ seront représentées par les ordonnées d'une autre ligne droite b N″ ayant aussi $\frac{1}{k_0}$ pour coefficient angulaire, parallèle par conséquent à la précédente, et passant par le point b dont l'abscisse et l'ordonnée sont égales à l'unité.

Le nombre des véhicules d'un train ne devra pas en principe dépasser, pour un nombre n de freins, le plus petit des nombres N, N′, N″, de sorte que le nombre de freins qu'on aurait déterminé pour assurer l'arrêt en pleine voie ne sera suffisant, pour éviter les dérives des deux genres, qu'autant que les droites O N′ et b N″ seront, pour la valeur n considérée, au-dessus de la ligne polygonale $O N_0 N_\alpha N_\beta N_\gamma$.

Nous annexons à cette note un tableau III des valeurs de N et N′, de N″ pour différents cas qui peuvent se présenter. N′ et N″ ne dépendent que du profil de la voie, tandis que N, en raison du terme N_0, dépend à la fois de ce profil, de la vitesse maxima que peut prendre le train et de la machine qui le remorque; nous calculerons N pour diverses valeurs de la vitesse et de la déclivité, par conséquent pour diverses valeurs du coefficient k de frei-

age, et pour les quatre types suivants de machines de la compagnie de l'Ouest (*).

NUMÉROS d'ordre	TYPE		M	M'	T	M'+T	M+T	10 N_0
			tonn.	tonn.	tonn.	tonn.	tonn.	
1	*Série* 800	A 4 roues accouplées.	33	25	16	41	49	$\frac{41}{k} - 49$
2	*Séries* 281 à 311. .		27	21	14	35	41	$\frac{35}{k} - 41$
3	*Séries* 1471 à 1522.	A 6 roues accouplées.	31	31	17	48	48	$48\left(\frac{1}{k} - 1\right)$
4	*Série* 2000		35	35	17	52	52	$52\left(\frac{1}{k} - 1\right)$

Nous appellerons N_1, N_2, N_3, N_4 les valeurs de N correspondant aux machines auxquelles nous avons donné les n^os d'ordre 1, 2, 3, 4, et que nous désignerons désormais par ces numéros.

Nous avons ajouté à ce tableau une dernière colonne comportant les valeurs N''_1 de N'' établies d'après la valeur que prendrait k_0, si on prenait $\frac{1}{7}$ au lieu de $\frac{1}{10}$ pour valeur de f. Les chiffres de cette colonne sont donnés par la formule très suffisamment approchée :

$$N''_1 = 1 + (N'' - 1)\frac{10}{7}.$$

(*) M. Thoyot a représenté graphiquement les valeurs de N pour les diverses valeurs de n et pour quelques types de machines; mais ces représentations, malgré leur élégance, ne m'ont pas paru d'une grande utilité pratique, attendu qu'on est toujours conduit à en traduire les indications en chiffres.

Le mode de représentation adopté par M. Thoyot découle d'ailleurs de l'observation suivante : α et β étant deux constantes pour chaque machine, on peut écrire $N_0 = \frac{\alpha}{k} - \beta$, ce qui donnera $N = -\beta + \frac{\alpha + n}{k}$. De là résulte que, pour une même machine et quelle que soit la valeur de k, la droite, qui a n pour abscisse et N pour ordonnée, passe par un point dont l'abscisse $n = -\alpha$ et dont l'ordonnée $N = -\beta$. Pour une même machine et pour les différentes valeurs de k, N est donc représenté en fonction de n par un faisceau de droites passant toutes par ce point.

obtenue en faisant remarquer que les valeurs de k_0 sont à très peu près inversement proportionnelles à celles de f.

Le tableau que nous avons établi se compose de diverses tranches horizontales correspondant à autant de séries de déclivités et que nous désignerons par les lettres A, B, C, D, E, F, G.

Chaque tranche horizontale se divise en colonnes verticales; en laissant de côté les trois dernières où sont inscrites les valeurs de N', de N'' et de N''_1, les autres forment trois groupes correspondant à trois séries de vitesses de tracé W, et que nous désignerons par α, β et γ, de sorte que l'une quelconque des cases dans lesquelles le tableau est ainsi divisé pourra être désignée par les lettres indicatrices de la tranche et du groupe de colonnes auxquels elle appartient.

Pour chaque case nous avons, dans une colonne spéciale, indiqué les nombres maxima Np de véhicules que l'on aurait pu, d'après les propositions *primitives* de la compagnie, introduire dans un train contenant un nombre n de freins; nous avons indiqué dans une autre colonne les valeurs N_a qu'on aurait attribuées à N, d'après l'ancienne réglementation.

Nous donnons, d'ailleurs, à part, un tableau V, comportant les valeurs de Np, et en regard les valeurs N_A définitivement adoptées et approuvées des nombres maxima de véhicules que l'on peut introduire dans un train muni d'un nombre déterminé de freins.

Il y a certains types de machines qui ne sont pas supposés pouvoir être employés pour certaines vitesses; les parties du tableau qui, par ce fait, n'ont pas d'application, n'ont pas été cependant remplies.

Ainsi que nous l'avons vu plus haut, lorsque la charge d'un train dépasse une certaine limite variable avec la vitesse, le profil et le type de la machine, il y a lieu de

ui adjoindre une seconde machine, laquelle pourra maîriser un nouveau nombre N_0 de véhicules, sans que l'on ait besoin d'ajouter de nouveaux freins dans le train; il en résulte que les valeurs de N_1, N_2, N_3, N_4 inscrites dans le tableau, doivent être augmentées de N_0 en cas de double attelage, N_0 ayant alors, bien entendu, la valeur qui convient pour la machine ajoutée.

Les charges limites sont inscrites dans chaque case au bas des colonnes qui contiennent les valeurs de N_1, N_2, N_3 et N_4; elles ont été extraites d'un ordre de service de la compagnie, qu'il sera utile de reviser, et dans lequel elles sont évaluées tantôt en nombre de véhicules, tantôt en tonnes, tantôt des deux manières à la fois.

Les indices *v* et *t* placés à côté du chiffre distinguent les deux premiers modes d'évaluation de la charge maxima que peut remorquer la machine. Pour le cas où l'ordre de service dont il s'agit donne des évaluations à la fois en nombre de véhicules et en tonnes, on n'a indiqué que la première de ces évaluations, en employant de gros chiffres, pour avertir qu'il y en a une autre.

C'est surtout pour les trains de marchandises à vitesse limitée que les deux derniers modes d'évaluation de la charge limite ont été employés, et lorsque cette charge est déterminée à la fois par le nombre de véhicules et le nombre de tonnes, un véhicule ne représente pas 10 tonnes, comme nous l'avons admis, mais 7 tonnes au plus, ce qui ne fait qu'accroître relativement l'action de la machine et du tender sur le train proprement dit, pour en déterminer l'arrêt.

Dans les expressions que nous avons précédemment établies, N_0 représente le nombre de véhicules du train qui peuvent être maîtrisés par l'excédant des moyens d'arrêt que possèdent la machine et le tender. La façon la plus directe et la plus logique de calculer le nombre *n* de freins à placer dans un train de N véhicules, ou in-

versement, pour en assurer l'arrêt dans les conditions prévues, consisterait donc à faire abstraction de N_0 véhicules et à freiner le reste dans la proportion indiquée par le coefficient k qui ne dépend que de la déclivité et de la vitesse maxima permise, en appliquant la formule

$$n = k(N - N_0),$$

étant entendu qu'en cas de double attelage, la valeur de N_0 serait la somme des deux nombres de véhicules que les deux machines peuvent maîtriser.

Or, N_0 ne varie pas seulement avec le coefficient k de freinage, il varie aussi avec le type de machine employé; il en résulte que, soit qu'on calcule n en fonction de N, ou N en fonction de n, on arrive à des chiffres qui diffèrent suivant le type de la machine.

On a toujours cherché, en vue de simplifier le service et les recherches des agents, à établir une règle uniforme indépendante du type de la machine employée. L'étude détaillée, que résume notre tableau du nombre des freins à placer dans les trains, montre que cette solution transactionnelle et essentiellement pratique peut être adoptée sans inconvénient, parce que les machines qui ont le moins de poids adhérent sont celles qui ne peuvent remorquer que les charges les plus faibles; nous avons, comme il a été déjà dit, choisi pour cette étude quatre machines de l'Ouest à quatre et à six roues accouplées des types les plus faibles et les plus forts; nous avons laissé de côté les machines à roues libres qui ont à peu près disparu sur le réseau.

Je me suis proposé d'examiner en détail si les trains seraient suffisamment freinés dans les conditions prévues par la compagnie dans ses propositions primitives; cette étude nous permettra de justifier les modifications qui ont été définitivement apportées à ces propositions.

Pour que le freinage soit suffisant, il faut que les va-

leurs de N_1, N_2, N_3, N_4, N' et N'' soient supérieures aux valeurs de Np proposées.

On verra que ces conditions sont toujours pratiquement satisfaites et même souvent très largement avec les valeurs N_A définitivement adoptées à la place de Np, sauf en ce qui concerne le deuxième genre de dérive; on n'a pas toujours, en effet :

$$N_p < N'' \quad \text{ni} \quad N_A < N'',$$

surtout quand le train ne comporte que deux freins et que l'on suppose le coefficient d'adhérence égal à 0,104, ou $\frac{1}{10}$ environ, comme nous l'avons fait.]

Mais, comme on le verra, la condition $N_A < N''$ serait pratiquement satisfaite dans tous les cas, avec les valeurs qui ont été définitivement adoptées pour N_A, si l'on prenait pour le coefficient d'adhérence $\frac{1}{7}$ au lieu de $\frac{1}{10}$.

Or, souvent ce coefficient atteint effectivement $\frac{1}{7}$. D'autre part, la rupture d'attelage derrière le fourgon de tête n'est guère à craindre, et pour mon compte je n'en connais pas d'exemple. En outre, les ruptures d'attelage pourraient surtout se produire dans les trains de marchandises très chargés, lesquels renferment toujours des freins à main, et alors les conducteurs pourraient facilement, quand le train n'aurait plus qu'une faible vitesse, en descendre pour abattre les freins dont il s'agit et déterminer l'arrêt. J'ajoute que le freinage définitivement adopté n'est pas inférieur à celui qui est en usage sur les autres réseaux français.

Pour nous assurer si les conditions que nous venons d'annoncer sont remplies, nous aurons à passer en revue les différentes cases de notre tableau; mais nous devons préalablement faire connaître comment il a été tenu

compte des limites de charge d'une machine d'un type déterminé, pour les différentes vitesses et les diverses déclivités.

Il est nécessaire pour cela de se reporter au tableau IV que nous annexons également à la présente note et qui est extrait de l'ordre de service de la compagnie fixant les charges limites des machines des divers types pour les diverses séries de déclivités et de vitesses normales, ou de tracé :

1° *Déclivités de* 0,000 *à* 0,010.

Le tableau des freins répartit les vitesses normales ou de tracé en trois séries :

α) 80 à 51^{km}; β) 50 à 36^{km}; γ) 35 à 20^{km}.

Dans chaque série, les valeurs de N_1, N_2, N_3 et N_4 ont été calculées pour la valeur maxima de W. Dans chaque série aussi on a choisi les charges limites qui correspondent à la valeur maxima de W, autant que la vitesse majorée $\frac{3}{2}$W n'était pas interdite.

Ainsi dans la série β, on a choisi la charge limite correspondant à $W = 50$; dans la série γ, la charge limite correspondant à $W = 35$; mais dans la série α, comme la vitesse limite absolue de 80 kilomètres s'applique à des valeurs de W qui descendent jusqu'à 53 kilomètres, c'est la charge limite correspondant à $W = 53$ kilomètres que nous avons adoptée, parce que c'est la plus grande de toutes celles que l'on pouvait choisir et dont la considération sera toujours exacte dans les divers cas que nous aurons à examiner.

2° *Déclivités supérieures à* 0,010.

Pour les déclivités de cette catégorie, le tableau des freins répartit également les vitesses normales ou de tracé W en trois séries, mais limitées autrement, savoir:

α) 60 à 41^{km}; β) 40 à 31^{km}; γ) 30 à 20^{km}.

Pour les séries β et γ on a adopté la charge limite qui correspond à la valeur maxima de W, c'est-à-dire à 40 kilomètres pour β et à 30 kilomètres pour γ, parce que la vitesse majorée peut s'élever à $\frac{3}{2}$W; mais pour la série α, comme la vitesse majorée est en tous cas limitée à 60 kilomètres et que la vitesse de tracé peut descendre jusqu'à 41 kilomètres, on a pris, en principe, la charge limite correspondant à $W = 41$ kilomètres, c'est-à-dire la plus forte de celles qui pouvaient se présenter.

Passons maintenant en revue les différentes cases de notre tableau des freins à placer dans les trains.

Case A_α. — La condition à remplir s'exprime par la relation

$$N_p < N_1,\ N_2,\ N_3,\ N_4,\ N',\ N'',$$

on voit facilement qu'elle est satisfaite sauf que l'on n'a pas

$$N_p < N_2,$$

pour $n = 4$ et $n = 5$; mais pour ces valeurs de n, qui supposent plus de 15 véhicules, le train doit être en double attelage et les valeurs écrites de N_2 doivent être augmentées de la valeur N_0 qui dans la case A_α correspond, pour le type de la machine d'adjonction, à la valeur $n = 0$; alors la condition précédente se trouve remplie.

Les valeurs de N_4 ne figurent d'ailleurs pas dans la case A , comme dans toutes les autres de la colonne α, attendu que les machines auxquelles se rapportent les valeurs de N_4 ne doivent être employées qu'à la traction des trains dont la vitesse normale ne dépasse pas 38 kilomètres.

Case A_β. — Les conditions requises sont remplies pour $n = 1$ et $n = 2$: elles le sont aussi pour $n = 3$, si l'on remarque que le train aura dû être mis en double attelage avant que N_1, N_2, N_3 atteigne les valeurs pour lesquelles trois freins sont suffisants.

Pour $n = 4$, la condition requise est remplie pour N_1 et N_3, en ayant égard au double attelage, en ce que l'on a

$$N_p < N_1 + N_0 \quad \text{et} \quad N_p < N_3 + N_0,$$

Elle ne paraît pas l'être pour N_2, attendu que n étant égal à 4, on a $N_2 + N_0 = 31.400$, et que N_p est égal à 32; mais il faut remarquer que pour les machines de la deuxième série la charge limite est de 15 voitures et que par suite un train remorqué par deux machines de cette série ne saurait contenir plus de 30 véhicules. La condition requise est donc en réalité remplie. Encore faut-il ajouter que la compagnie de l'Ouest n'admet pas que la charge d'un train en double attelage atteigne la somme des charges maxima que chaque machine pourrait remorquer isolément.

Les machines de la quatrième série doivent être envisagées pour certains cas auxquels s'applique la case A_β, puisque ces machines peuvent être employées pour des valeurs de W s'élevant jusqu'à 38 kilomètres et que dans la case considérée W peut descendre jusqu'à 36 kilomètres.

La charge maxima d'une machine de la quatrième série, sur des déclivités de 0,000 à 0,005 est de 48 véhicules; un train de 32 véhicules (limite prévue dans la case A_β),

ne sera donc jamais en double attelage et la condition requise c'est-à-dire

$$N_p < N_4,$$

ne paraît plus remplie pour $n = 4$.

Mais il ne faut pas perdre de vue qu'en établissant les chiffres de notre tableau nous nous sommes toujours placés dans les circonstances les plus défavorables à tous égards, de façon à obtenir pour N_1, N_2, N_3 et N_4 les plus petites valeurs que puissent recevoir ces quantités. En conséquence avant de déclarer que la valeur de N_4 qui correspond à $n = 4$ révèle un freinage insuffisant, il est utile de se reporter à la manière dont elle a été établie.

Les valeurs de N_4 ont été calculées pour $W = 50$ et $V = 75$, ce qui est excessif pour les machines de la quatrième série, attendu que pour ces machines, W ne peut dépasser 38 et que par suite V ne peut dépasser 57. Or calculons N_4 pour $V = 60$, c'est-à-dire pour une vitesse déjà exagérée :

Nous devrons prendre $\frac{1}{k} = 5.464$ ce qui nous donnera

$$10 N_0 = 52\left(\frac{1}{k} - 1\right) = 52 \times 4,464 = 232,128,$$

d'où

$$N_0 = 23,213,$$

et pour $n = 4$, nous aurons

$$N_4 = N_0 + \frac{4}{k} = 23,213 + 21,856 = 45,069,$$

et comme nous supposons N_p au plus égal à 32, la condition $N_p < N_4$ est donc remplie quand on donne à N_4 sa véritable valeur.

D'autre part, on voit facilement que les conditions $N_p < N'$ et $N_p < N''$ sont toujours remplies.

Case A_γ. — Toutes les conditions voulues sont remplies si l'on tient compte du double attelage.

Case B_α. — Les valeurs de N_4 ne figurent pas dans cette case, puisque les machines de la quatrième série ne peuvent pas être employées pour les vitesses auxquelles se rapportent les chiffres de cette case.

Pour les autres séries de machines les conditions requises sont toutes remplies si l'on tient compte du double attelage.

Case B_β. — Il y a lieu d'examiner en détail les chiffres de cette case.

La condition $N_p < N_1$ est remplie pour $n = 1$; elle ne l'est plus pour $n = 2$ attendu que la charge maxima pour une machine est de 14 véhicules, alors que l'on a seulement, d'après le tableau $N_1 = 13.698$; mais la différence ou la légère insuffisance de freinage qui se présente ici a d'autant moins d'importance en pratique, que la charge limite d'hiver n'est que de 13 véhicules et qu'il serait logique de la considérer plutôt que celle d'été, vu qu'elle est beauceup plus en rapport avec la faible valeur du coefficient d'adhérence que nous avons employée.

La condition $N_p < N_1$ est satisfaite pour $n = 3$ si l'on a égard à ce que le train est alors en double attelage; on doit admettre qu'elle l'est aussi pratiquement pour $N = 4$, puisqu'alors on est en double attelage, que la limite de charge est égale à $N_1 + N_0$, par suite à 27.396 et que le train ne peut contenir théoriquement que 28 véhicules, qu'en pratique il ne les contiendra jamais, d'après la règle précédemment rappelée que l'on observe sur le réseau de l'Ouest.

La condition $N_p < N_2$ est toujours remplie si l'on tient compte du double attelage et de ce que la charge maxima ne peut dépasser 22 véhicules.

La condition $N_p < N_3$ est toujours satisfaite, si l'on

tient compte du double attelage, sauf pour $n = 4$; alors le tableau donne pour le nombre de véhicules qui peuvent être placés dans le train $N_4 + N_0$ soit 31.866, tandis que N_p pouvait théoriquement être alors égal à 32, mais outre que la différence entre ces deux chiffres est insignifiante, on n'admettrait pas en pratique sur le réseau de l'Ouest, comme je l'ai déjà dit, que le nombre des véhicules du train en double attelage fût porté jusqu'à 32, c'est-à-dire jusqu'au double de la limite de charge d'une seule machine.

Comme dans la case A_β, les valeurs de N_4 dans la case B_β ont été calculées en supposant $W = 50$ et $V = 75$; or, pour les machines de la quatrième série, W est limité à 38 et V à 57; nous allons calculer N_4 en supposant $V = 60$.

Nous devrons faire pour cela :

$$\frac{1}{k} = 4{,}292,$$

ce qui nous donnera

$$10 N_0 = 52\left(\frac{1}{k} - 1\right) = 52 \times 3{,}292 = 171{,}184,$$

d'où

$$N_0 = 17{,}118.$$

Nous aurons donc pour les valeurs de N_4 correspondant aux diverses valeurs de n, les valeurs inscrites dans le tableau suivant, en faisant $N_4 = N_0 + \frac{n}{k}$:

n	N_4
0	17.118
1	21.410
2	25.702
3	29.994
4	34.286

La comparaison de ces valeurs de N_4 réduites à leur

minimum réellement possible, montre que la condition $N_p < N_4$ est toujours remplie.

Les conditions $N_p < N'$ et $N_p < N''$ sont d'ailleurs toujours également satisfaites.

Case Bγ. — Les conditions

$$N_p < N_1, N_2, N_3, N_4,$$

sont toujours satisfaites, comme on s'en assure facilement, si l'on tient compte du double attelage et des maxima de charge.

La condition $N_p < N'$ est aussi toujours remplie; mais la condition $N_p < N''$ serait au contraire toujours assez loin d'être satisfaite; elle le serait à peu de chose près si on portait, comme nous avons indiqué qu'on pouvait raisonnablement le faire, la valeur du coefficient d'adhérence f de 0,104 à $\frac{1}{7}$; toutefois il resterait encore une petite insuffisance pour $n = 2$, attendu que la formule ne donnerait dans ce cas pour N'' que la valeur 21, 41, tandis que N_p peut s'élever jusqu'à 24.

Nous ne pensons pas, néanmoins, en raison du peu de probabilité du deuxième genre de dérive, et pour les motifs déjà exposés à ce sujet, qu'il y ait lieu de modifier le freinage prévu; j'ajouterai d'ailleurs qu'en ce qui concerne les cases Bβ et Bγ le freinage prévu n'est jamais inférieur à celui qui était antérieurement usité, que, même, pour certains cas, il a été un peu augmenté. Les chiffres inscrits dans ces deux cases sont, d'ailleurs, parmi ceux que nous avons passés en revue jusqu'ici, ceux qui remplissent le moins largement les conditions requises; nous indiquerons plus loin la conclusion que l'on peut tirer de cette remarque.

Pour les déclivités supérieures à 0,010, nous ferons remarquer tout d'abord que les valeurs prévues pour N_p croissent proportionnellement à n, c'est-à-dire au nombre

les freins placés dans le train, à partir de $n=2$, de sorte qu'en principe il suffira de s'assurer que la condition

$$N_p < N_1, N_2, N_3, N_4,$$

est remplie jusqu'à la limite de charge d'une machine.

Case C_α. — Nous n'aurons pas plus que précédemment à discuter les valeurs de N_4 qui ne figurent pas dans cette case, attendu que les machines de la quatrième série ne doivent être employées que pour les trains dont la vitesse de tracé est au plus égale à 38 kilomètres et que la case C_α ne concerne que les trains pour lesquels cette même vitesse est au moins égale à 41 kilomètres.

Quant aux conditions $N_p < N_1, N_2, N_3$, elles seraient dans tous les cas satisfaites, avec les chiffres primitivement proposés par la compagnie et d'après lesquels on attribuait un frein pour quatre véhicules, ou, pour autrement dire, on fixait le freinage au quart $\left(\frac{1}{4}\right)$.

Remarquons que la condition $N_p < N_1, N_2, N_3$ serait encore largement remplie, jusqu'à la limite de charge d'une machine, si l'on adoptait le freinage au $\frac{1}{5}$, en faisant :

$$\text{pour} \quad n = 1,\ 2,\ 3,\ 4,\ 5,$$
$$N_p = 3,\ 10,\ 15,\ 20,\ 25.$$

Remarquons, en outre, que ces valeurs atténuées que nous venons d'indiquer pour N_p et qui ont été définitivement adoptées (*), permettent, comme on le verra plus loin, de rendre beaucoup plus simples les règles que le personnel doit appliquer.

Ajoutons que ces mêmes valeurs atténuées de N_p

(*) Voir le tableau V.

satisfont largement aux conditions

$$N_p < N \quad N''.$$

Case C_β. — La condition

$$N_p < N_1,\ N_2,\ N_3,\ N_4,$$

est satisfaite jusqu'aux limites de charge d'une machine. Les conditions $N_p < N'$ et $N_p < N''$ le sont toujours aussi :

Le freinage avait été prévu et a été définitivement arrêté au $\frac{1}{6}$, soit un frein pour 6 véhibules; il aurait pu être abaissé à $\frac{1}{7}$, bien que l'on n'eût plus alors satisfait complètement à la condition $N_p < N''$, pour $n=2$; mais cette condition aurait été remplie largement dans l'hypothèse très admissible d'une valeur de $\frac{1}{7}$ pour le coefficient d'adhérence.

Case C_γ. — Les conditions

$$N_p < N_1,\ N_2,\ N_3,\ N_4,$$

sont très largement remplies avec le freinage au $\frac{1}{7}$ qui a été prévu; elles le serait encore avec un freinage au $\frac{1}{8}$; mais on s'éloignerait de plus en plus de la condition $N_p < N''$, qui n'est déjà pas entièrement satisfaite pour $n=2$; il n'y aurait eu pratiquement du reste aucun inconvénient à réduire le freinage, comme on vient de l'indiquer; car on se serait encore maintenu au point de vue des éventualités de dérive dans d'aussi bonnes conditions que celles que nous avons déjà admises. Néanmoins, on a cru devoir maintenir le nombre de freins primitivement prévu.

Si les freinages prévus pour les déclivités de 0,010 à),012 sont encore forts en général, ils sont très notablenent plus faibles que ceux qui étaient antérieurement en isage, ainsi qu'on le voit en comparant les valeurs corespondantes de N_p et de N_a; cette réduction a pu être ibtenue, grâce surtout à l'établissement de la coupure le 0,010 à 0,012 dans les déclivités, laquelle n'existait pas antérieurement.

Cases D_α et D_β. — Les freinages primitivement prévus pour ces deux cases sont identiques, on voit facilement que les conditions

$$N_p < N_1,\ N_2,\ N_3,\ N_4,\ N',$$

sont largement remplies jusqu'au delà des limites de charge; quant à la condition $N_p < N''$, elle ne l'est pas tout à fait pour $n = 2$, puisqu'alors on a $N_p = 10$ et $N'' = 9{,}333$; mais l'écart n'a pas d'importance et la condition dont il s'agit sera très largement remplie si on suppose au coefficient d'adhérence la valeur $\frac{1}{7}$.

Rappelons d'ailleurs que, dans la case D_α, les valeurs de N_4 ne figurent pas.

Case D_γ. — Les conditions

$$N_p < N_1,\ N_2,\ N_3,\ N_4,\ N',$$

sont encore très largement remplies; mais la condition $N_p < N''$ n'est pas satisfaite pour $n = 2$ et même pas tout à fait pour $n = 3$; mais elle le deviendra si l'on suppose au coefficient d'adhérence la valeur $\frac{1}{7}$.

En résumé, pour les trois cases D_α, D_β, D_γ qui se rapportent aux déclivités de 0,012 à 0,015, les freinages prévus sont très notablement inférieurs à ceux qui étaient antérieurement en usage, ainsi qu'on le voit en comparant les valeurs correspondantes de N_p et de N_a.

Pour les déclivités supérieures à 0,015, l'ordre de service relatif aux limites de charge pour une machine ne donne plus ces limites qu'en tonnes et ces limites me paraissent, dans la plupart des cas, au-dessous de ce que l'on peut admettre, même en se ménageant un grand surcroît de sécurité; elles devraient donc être revisées d'autant plus qu'il n'est pas admissible que, pour les mêmes séries de vitesses, ces limites restent identiques pour des déclivités qui varient de 0,015 à 0,030.

Dans ce motif, je n'ai pas cru devoir faire usage des limites de charge qu'indique l'ordre de service pour les déclivités supérieures à 0,015 et j'ai admis, bien que cela soit très excessif, dans ce qui va suivre, les limites de charge qui correspondent à la déclivité de 0,015 pour toutes les déclivités supérieures.

Cases E_β et E_γ. — Les conditions

$$N_p < N_1, N_2, N_3, N_4,$$

sont toujours remplies jusqu'à la limite de charge des machines.

La condition $N_p < N'$ n'est pas tout à fait remplie; mais l'écart est insignifiant.

La condition $N_p < N''$ est loin d'être satisfaite, et bien que l'importance de cette condition soit assez faible, puisque les dérives du second genre sont peu à redouter, nous avons proposé de relever le freinage prévu dans les cases E_β et E_γ en le portant du $\frac{1}{6}$ au $\frac{1}{5}$ (*) et alors la condition $N_p < N''$ se trouvera à peu près satisfaite dans tous les cas, si l'on suppose au coefficient d'adhérence la valeur $\frac{1}{7}$ au lieu de 0,104.

Une exception se présente seulement pour $n = 2$; mais,

(*) Voir le tableau V.

atre que, dans ce cas, une dérive est infiniment peu robable, en raison du peu de charge du train, le chiffre orrespondant de N''_1, 9,41 est bien voisin du chiffre proosé 10.

Le relèvement que nous avons proposé est d'autant lus explicable que la compagnie n'avait prévu pour les as auxquels se rapportent les chiffres des cases E_β et E_γ qu'un freinage juste égal à la moitié de celui qui était ısité antérieurement.

Case F_γ. — Les conditions

$$N_p < N_1,\ N_2,\ N_3,\ N_4,\ N',$$

sont toujours satisfaites, mais la condition $N_p < N''$ l'est d'autant moins que n est plus petit. Pour qu'elle le devienne avec la valeur du coefficient d'adhérence portée à $\frac{1}{7}$, il faut réduire d'une unité toutes les valeurs prévues au tableau pour N_p, sauf celle qui correspond à $n=1$; on arrive ainsi rigoureusement à un freinage au quart, légèrement inférieur à celui qui était en usage antérieurement. Et encore la condition $N_p < N''$ n'est-elle pas tout à fait réalisée pour $n=2$; mais il s'en faut de bien peu de chose, N'' étant égal à 7,49 au lieu de 8.

Case G_γ. — Les conditions

$$N_p < N_1,\ N_2,\ N_3,\ N_4,\ N',$$

sont largement satisfaites; la condition $N_p < N''$ ne l'est pas pour $n=2$ et même pas tout à fait pour $n=3$ avec un coefficient d'adhérence égal à 0,104; mais elle le devient pour une valeur de ce coefficient égal à $\frac{1}{7}$.

Il est à remarquer que les freinages prévus dans la case G_γ sont supérieurs à ceux antérieurement usités dans les mêmes conditions, contrairement à ce qui arrive pour les freinages prévus dans les cases que nous avons précédemment examinées.

dans la même mesure à la condition $N_p < N''$ et à obtenir pour tous les cas le freinage au 1/4.

Toutes ces modifications aux propositions primitives de la compagnie ont été arrêtées d'accord avec elle, et elles ont été introduites dans le tableau de l'ordre de service définitivement approuvé par l'administration; elles font disparaître les anomalies que nous avions signalées dans le tableau primitif et rendent les prescriptions du nouvel ordre de service d'une application beaucoup plus simple et plus sûre.

Nous croyons devoir rappeler que le nouvel ordre général concernant le nombre des freins à placer dans les trains ne modifie les règles suivies antérieurement que sur des points de détail, et, généralement dans le sens d'un léger relèvement du freinage, en tant qu'il s'agit des déclivités au plus égales à 0,010. Pour les déclivités supérieures à 0,010, les nouvelles règles indiquent, en général, un moins grand nombre de freins que les anciennes, tout en satisfaisant aux conditions de la sécurité, ce qui montre que ces dernières étaient excessives.

Maintenant on peut légitimement se demander ce que valent les formules mêmes que nous avons appliquées, quand elles dépendent de certains coefficients dont les valeurs sont peu certaines ou varient pour les circonstances exceptionnelles entre des limites très étendues, ainsi qu'il arrive pour le coefficient d'adhérence.

Je n'hésite pas pour mon compte à penser que ces formules n'ont surtout qu'une valeur de comparaison. Par là j'entends que lorsque leur mérite a été sanctionné par l'expérience, dans un certain nombre de cas, on peut les appliquer avec confiance à des cas nouveaux.

Or, ces formules indiquent que, pour les déclivités supérieures à 0,010, le freinage prévu par le nouvel ordre général est notablement plus fort relativement que celui

prévu sur les déclivités égales ou inférieures à 0,010 pour lesquelles l'expérience a montré que le freinage ancien, que l'on ne modifie pas, que l'on augmente plutôt, était pratiquement suffisant. Dans ces conditions, j'estime que l'on doit admettre en toute confiance les freinages indiqués par le nouvel ordre général.

D'après une prescription de ce nouvel ordre général, on doit toujours placer dans les trains munis du frein continu le nombre de freins à vis indiqué dans le tableau, en vue de l'éventualité où le frein continu viendrait à cesser de fonctionner. On ne fait garder qu'un seul frein à vis quand le train ne contient pas plus de huit véhicules et deux freins, celui de tête et celui d'arrière, quand le train contient plus de huit véhicules.

Par suite, si le frein continu vient à cesser de fonctionner, le train n'aura généralement pas le nombre de freins à vis gardés suffisant pour pouvoir continuer à marcher aux vitesses prévues et il ne devra circuler qu'à une vitesse réduite, jusqu'au point où l'on pourra le pourvoir du nombre nécessaire de gardes-freins.

Cette vitesse réduite est indiquée dans un tableau spécial du nouvel ordre général et j'avais reconnu que les chiffres inscrits dans ce tableau assurent très convenablement la sécurité. Cette vérification est très simple; elle consiste à examiner sur le tableau général qui donne le nombre des freins qui devraient être gardés, si un ou deux freins suffisent quand on suppose que le train ne marche pas à une vitesse supérieure à la vitesse réduite indiquée dans le tableau spécial dont nous venons de parler.

Le nouvel ordre général relatif aux freins contient en outre diverses dispositions que nous indiquerons rapidement.

La compagnie avait proposé primitivement de compter

pour un frein une machine d'adjonction, attelée en tête du train; elle y a renoncé avec raison, attendu que cette deuxième machine doit, comme la première, contribuer à l'arrêt des véhicules du train, si le double attelage a été motivé par la charge du train.

Par contre, lorsque la machine d'adjonction, placée en queue du train, pousse ce train pour monter une rampe, elle sera comptée pour deux freins. En pareil cas, en effet, il y a surtout à craindre la dérive et nos formules montrent que la machine d'adjonction équivaut alors largement à deux freins.

Dans les trains munis du frein continu en bon état de fonctionnement, le dernier frein à vis gardé doit se trouver sur l'un des quatre derniers véhicules dans les pentes et rampes ne dépassant pas 10 millimètres par mètre et sur l'un des deux derniers véhicules dans les pentes et rampes supérieures à 10 millimètres, à la condition que le frein continu fonctionne sur les véhicules placés en arrière du garde-frein et que ces véhicules ne contiennent pas de voyageurs. Si le frein continu vient à cesser de fonctionner en cours de route, le dernier frein gardé doit être placé en queue à la première gare où la manœuvre est possible.

Dans les trains de toute nature, non munis du frein continu, il doit toujours y avoir un frein sur l'un des deux derniers véhicules dans les pentes et rampes ne dépassant pas 10 millimètres par mètre et un frein sur le dernier véhicule dans les pentes ou rampes dépassant 10 millimètres, excepté cependant dans le cas où l'on aurait à mettre en circulation un véhicule à réparer dont l'attelage fût défectueux d'un côté.

Enfin, dans les rampes supérieures à 5 millimètres par mètre, si le train comporte plus de deux freins gardés, le dernier tiers du train doit contenir au moins deux gardes-freins et la deuxième moitié au moins la moitié du nom-

bre des freins gardés; cette dernière disposition, en partie empruntée au règlement de l'Est, a été ajoutée sur ma proposition.

La précédente réglementation est devenue ainsi plus stricte que celle de plusieurs autres compagnies.

Nota. — Les trois ordres généraux que nous venons d'examiner sont, comme nous l'avons exposé, essentiellement connexes et doivent par suite reposer sur des bases concordantes.

Je dois donc signaler une légère discordance, d'une part, entre l'ordre général relatif à la distance à réserver entre les signaux avancés et leurs poteaux de limite de protection, et, d'autre part, l'ordre général relatif au nombre de freins à placer dans les trains.

Dans le premier de ces ordres généraux, on a supposé que sur les pentes de 0,000 à 0,010 les trains étaient toujours freinés pour une pente de 0,010; mais dans le second, on a admis pour les pentes de 0,000 à 0,005 un freinage plus faible que pour les pentes de 0,005 à 0,010; or, la différence n'existe qu'en ce qui concerne les trains tracés aux vitesses les plus faibles, c'est-à-dire aux vitesses de 35 à 20 kilom., et pour les trains de cette nature, les distances prévues entre les signaux avancés et leurs poteaux de limite de protection sont bien supérieures à celles qui seraient nécessaires si les trains étaient toujours freinés pour une pente de 0,10; j'ai vérifié qu'elles sont encore suffisantes lorsqu'ils ne sont freinés que pour une pente de 0,005.

Il y a évidemment là un détail qui n'est pas correct en théorie, mais qu'il n'y avait aucun intérêt à rectifier au point de vue pratique.

En terminant, je tiens à rappeler encore les larges emprunts que j'ai faits dans cette étude aux études antérieures de MM. Thoyot et Pol Lefèvre.

OBSERVATIONS FINALES.

Le tableau III modifié par le tableau V et qui nous a permis de déterminer le nombre de freins à introduire dans un train en tenant compte à la fois, du profil de la voie, de la vitesse de tracé du train, de la limitation de la vitesse sur la voie et du type de machine employé, pourra toujours servir à l'examen de la même question, si la compagnie de l'Ouest, comme cela est probable, revise dans un avenir peu éloigné le tableau des charges limites des machines de chaque type, pour les divers cas qui peuvent se présenter.

C'est parce qu'une réforme de ce dernier tableau nous paraît désirable, que les chiffres, qui y sont actuellement inscrits, doivent être modifiés, au moins pour les lignes à fortes déclivités, que nous avons tenu à ne pas faire dépendre de ces chiffres les valeurs de N (N_1, N_2, N_3, N_4), N', N'' que nous avons inscrits dans le tableau III; du reste pour les lignes dont nous venons de parler, nous avons toujours déterminé les nombres de freins en nous plaçant dans des hypothèses telles que ces nombres ne seront vraisemblablement jamais insuffisants.

D'autre part je ferai remarquer que l'établissement du tableau III ne demande pas autant de peine qu'on pourrait le supposer à première vue, attendu que dans chaque case les valeurs de N, N', N'' s'obtiennent très simplement dès qu'on a obtenu celle de la première ligne de la case.

Néanmoins je vais faire connaitre comment on pourrait procéder d'une autre manière, en apparence au moins plus simple, et qui pourrait peut-être quelquefois être utilement employée, soit pour une vérification, soit pour s'assurer que les nombres de freins adoptés pour les types de machines en usage, suffiraient ou non pour un type de machines nouveau.

Les valeurs de N, N', N'', nombres sur la nature desquels il est inutile de revenir, sont données par les relations :

$$N = N_0 + \frac{n}{k},$$

$$N' = \frac{n}{k_0},$$

$$N'' = \frac{n-1}{k_0} + 1 \quad \text{ou} \quad N'' - 1 = \frac{n-1}{k_0}.$$

Supposons maintenant que l'on désigne par N_u, N'_u, N''_u, les valeurs de $\frac{N}{n}$, $\frac{N'}{n}$, $\frac{N''}{n}$, de telle sorte que N_u, N'_u, N''_u

représentent les nombres moyens de véhicules que l'on peut introduire dans le train pour un frein.

Si l'on veut appliquer dans la pratique pour ces rapports des valeurs constantes, on devra adopter les plus petites valeurs que puissent donner les relations précédentes, de telle sorte qu'on soit sûr de n'avoir jamais trop de véhicules pour le nombre de freins que le train renferme.

Or la première des relations précédentes peut s'écrire

$$k(N - N_0) = n,$$

ou

$$1 = \frac{n}{k(N - N_0)},$$

En multipliant les deux membres par $\frac{N}{n}$ il vient :

$$N_u = \frac{N}{n} = \frac{N}{k(N - N_0)}.$$

Il résulte de là que la valeur minima de N_u correspond à la valeur maxima de N, c'est-à-dire à la charge maxima N_α que peut remorquer une machine, suivant le profil et dans les limites de vitesse données; si donc dans l'expression précédente de N_u on remplace N par N_α, on obtient pour la valeur minima de N_u

$$N_u = \frac{N_\alpha}{k(N_\alpha - N_0)}.$$

Telle est la valeur de N_u ou de $\frac{N}{n}$ qui ne devra pas être dépassée pour que le train puisse être arrêté dans tous les cas et dans la distance voulue en pleine voie.

La quantité N'_u relative au premier genre de dérive est égale à :

$$N'_u = \frac{N'}{n} = \frac{1}{k_0}$$

sa valeur est donc indépendante de la composition du train et de la machine qui le remorque.

La quantité N''_u, relative au second genre de dérive, a pour expression :

$$N''_u = \frac{N''}{n} = \frac{1}{k_0} - \frac{1}{n}\left(\frac{1}{k_0} - 1\right).$$

Comme $\frac{1}{k_0} - 1$ est positif, il en résulte que la plus petite valeur de N''_u correspondra à la plus petite valeur de n, c'est-à-dire à $n = 2$; on devra donc prendre :

$$N''_u = \frac{N''}{n} = \frac{1}{k_0} - \frac{1}{2}\left(\frac{1}{k_0} - 1\right) = \frac{1}{2}\left(\frac{1}{k_0} + 1\right).$$

Les valeurs de N_u, N'_u, N''_u étant ainsi calculées, la plus petite d'entre elles indiquera le nombre maximum de véhicules que l'on peut placer dans le train pour un frein, si l'on veut remplir à la fois les conditions requises pour déterminer l'arrêt en pleine voie dans la distance convenue et en outre éviter la production de la dérive dans les deux cas précédemment examinés, si une rupture d'attelage vient à se produire.

Il conviendra d'adopter toujours pour calculer N_u et N'_u les valeurs de k et de k_0 qui correspondent à un coefficient d'adhérence égal à 0,104, soit environ $\frac{1}{10}$ et qui sont inscrites dans nos tableaux; mais on pourra, en pratique, pour les raisons que nous avons données et pour ne pas exagérer sans utilité sérieuse le nombre des freins, se contenter de calculer N''_u, ainsi que nous l'avons fait, en admettant la valeur de k_0 qui correspond à un coefficient d'adhérence égal à $\frac{1}{7}$.

Tels seraient les procédés que l'on pourrait suivre si

l'on voulait se dispenser d'établir pour chaque type de machines notre tableau III; mais je ne crois pas qu'ils puissent en tenir lieu avantageusement.

Et d'abord il est difficile d'arrêter nettement et invariablement pour un type de machine les charges limites N_α, dont les valeurs dépendent du profil et de la vitesse des trains et sont données par coupures qui n'ont rien d'immuable.

En second lieu, en calculant N par la formule

$$N = \frac{N_\alpha \times n}{k(N_\alpha - N_0)},$$

où N est proportionnel à n, on obtient pour N des valeurs inférieures à celles que donne la formule rationnelle

$$N = N_0 + \frac{n}{k},$$

et l'on peut être conduit dans certains cas à freiner le train notablement plus qu'il n'est nécessaire pour en assurer l'arrêt en pleine voie.

Du reste si l'on se reporte à la figure intercalée dans ce rapport, on verra qu'en employant la première formule, on prend pour N les ordonnées de la droite ON_α, tandis qu'en employant la seconde on prend pour N les ordonnées, évidemment plus grandes, pour une même valeur de n, du contour polygonal $O N_0 N_\alpha$; aussi dans certains cas la compagnie de l'Ouest a-t-elle renoncé à la règle de proportionnalité, malgré l'attrait de simplicité qu'elle pouvait offrir pour le personnel.

Enfin en se basant sur la valeur de N''_α calculée pour $n=2$, on n'envisage que les trains les moins chargés, qui sont ceux où les ruptures d'attelage sont le moins à redouter, et si la règle de freinage adoptée n'est pas tout à fait suffisante pour répondre à la valeur de N''_α trouvée pour $n=2$, elle pourra le devenir pour des valeurs plus

grandes de n, c'est-à-dire pour les trains plus chargés qui doivent plus attirer l'attention.

En résumé si les méthodes de calcul simples exposées dans ces observations finales ont l'apparence d'être préférables aux méthodes que j'ai suivies, il est facile de reconnaître qu'elles ne fournissent pas des ressources d'investigation aussi complètes et d'un usage aussi général. A ne baser les règles que l'on doit suivre que sur des maxima ou des minima, corrects assurément, mais ne fournissant que des renseignements restreints, on risque de sortir des conditions pratiques qui demandent que l'on discute à fond des cas variés, que l'on examine les conditions des trains à faibles et à fortes charges, que l'on s'assure d'éléments de comparaison assez complets pour permettre d'adopter dans l'application les transactions légitimes. Aussi si j'avais à examiner les conséquences de l'introduction sur le réseau de l'Ouest d'un type de machine nouveau, je n'hésiterais pas à lui faire sa place dans le tableau III joint à cette note et je ne croirais pas devoir me borner à demander aux formules que j'ai exposées en dernier lieu des moyens d'appréciation qu'elle ne me donneraient peut-être pas.

J'ai dit tout à l'heure que dans l'application des règles générales indiquées au cours de cette note, il convenait d'admettre parfois ce que j'ai appelé des transactions légitimes; on risquerait en effet de n'arriver à rien de pratique, ou de tomber dans l'excès, si l'on tenait à ce que les règles générales dussent toujours et sans aucun tempérament satisfaire à des cas exceptionnels qui ne pourraient se présenter que par suite du concours de plusieurs circonstances toutes spéciales. Il convient toutefois de s'assurer que l'application de ces règles générales répondra, à quelque chose de négligeable près,

aux cas exceptionnels que nous venons de viser; je vais m'expliquer par un exemple.

Le nombre des freins a été déterminé en supposant que la vitesse des trains ne pouvait dépasser 60 kilomètres sur les pentes de 0,010 à 0,012 et 50 kilomètres sur les pentes de 0,012 à 0,015; on a même, comme on l'a vu, pour plus de sécurité, majoré de 10 kilomètres ces deux vitesses limites en effectuant les calculs, c'est-à-dire qu'on a supposé que les trains pouvaient accidentellement marcher à 70 kilomètres sur les pentes de 0,010 à 0,012 et à 60 kilomètres sur les pentes de 0,012 à 0,015.

Telles sont les données sur lesquelles la règle générale a été établie; mais on a vu au premier paragraphe de cette note que par exception (*) les trains pouvaient marcher à la vitesse de 80 kilomètres sur les pentes de 0,010 à 0,012 dont la longueur n'atteint pas 1.000 mètres, et sur les pentes de 0,012 à 0,015 dont la longueur n'atteint pas 600 mètres. On peut donc se demander si dans ces cas exceptionnels, le train freiné d'après la règle générale, c'est-à-dire pour une vitesse de 80 kilomètres et une pente maxima de 0,010, le sera encore d'une manière acceptable en pratique.

Le train, en cas de signal d'arrêt, devant pouvoir s'arrêter après un parcours de 800 mètres comptés à partir de la position du signal qui lui est adressé; le cas le plus aigu qui puisse se présenter est celui où ces 800 mètres se composeraient de 600 mètres en pente de 0,015 et de 200 mètres en pente de 0,012, ce qui équivaudrait à une pente moyenne de $\frac{0{,}012 \times 2 + 0{,}015 \times 6}{8} = 0{,}01425$ sur la longueur totale de 800 mètres.

(*) Il importe de remarquer que cette exception n'est pas applicable entre les limites de protection des signaux avancés des gares où les arrêts sont beaucoup plus fréquents qu'en pleine voie.

Si l'on calcule le coefficient k de freinage de l'ensemble du train pour une vitesse de 80 kilomètres et une pente de 0,01425, on trouve :

$$k = 0,4075 \quad \text{et} \quad \frac{1}{k} = 2,453.$$

Le nombre N de véhicules que le train pourra comporter, pour un nombre n de freins placés dans le train proprement dit, se calcule, comme on l'a vu, par la relation

$$N = N_0 + \frac{n}{k}.$$

N_0 étant le nombre de véhicules dont l'arrêt peut être déterminé par le surcroît du freinage de la machine et de son tender ; pour les trois premiers types de machines que nous avons examinés et qui seuls sont supposés pouvoir atteindre la vitesse maxima de 80 kilomètres (encore le troisième type est censé ne pouvoir atteindre que la vitesse maxima de 78 kilomètres) (*), on obtient pour N_0 la valeur qui dans le tableau suivant correspond à $n=0$

n	N_1	N_2	N_3	N_A
0	5,157	4,486	6,974	»
1	7,610	6,939	9,427	3
2	10,063	9,392	11,880	10
3	12,516	11,845	14,330	15
4	14,969	14,298	16,786	20
	12^v	10^v	16^v	

N_A indique les valeurs adoptées pour N, et pour tous les types de machines.

(*) Ainsi que l'indique une note du tableau IV, les machines du 3[e] type ne doivent être employées que pour les trains dont la vitesse normale ou de tracé ne dépasse pas 52 kilom.

Pour chacun des types auxquels correspondent les vaeurs de N_1, N_2, N_3, on a indiqué au bas de chaque coonne le nombre de véhicules qui représente la charge naxima en été de la machine sur une pente de 0,010 et pour une vitesse maxima de 80 kilomètres; en hiver cette charge est diminuée d'un véhicule.

Pour le premier type de machines, N_1 reste supérieur à N_A pour $n=1$ et $n=2$; quand le nombre des véhicules dépasse 10, on doit mettre trois freins qui peuvent maîtriser 12 véhicules, et si le nombre des véhicules dépasse 12, il faut recourir au double attelage; les valeurs de N_1 inscrites au tableau doivent alors être augmentées de N_0, dans l'espèce de 5,157, et on reconnaît que le freinage sera suffisant jusqu'à 22 véhicules 1/2; on ne dépassera d'ailleurs jamais 23 véhicules et même d'après les pratiques de la compagnie de l'Ouest on n'ira pas jusqu'à ce chiffre, surtout en hiver où la charge limite de la machine est réduite à 11 véhicules.

Pour le deuxième type de machines, en tenant compte de ce que l'on devra ajouter une deuxième machine si le nombre des véhicules dépasse 10, on ne trouve qu'une légère insuffisance pour $n=2$, puisque l'on a $N_A=10$ et $N_1=9.392$; il y aurait donc 3/5 de véhicule de trop dans le train; c'est une insuffisance qui mérite d'autant moins qu'on s'y arrête qu'en hiver la charge limite est réduite à 9 véhicules. En double attelage le freinage serait suffisant à peu près jusqu'à 19 véhicules, chiffre qui ne sera jamais dépassé.

Pour le troisième type, si l'on a égard au double attelage qui doit avoir lieu au delà de 16 véhicules, il n'y aurait d'insuffisance que pour le cas de 15 véhicules, cas qui n'exige que trois freins, lesquels ne peuvent d'après le tableau maîtriser que 14 véhicules 1/3. C'est encore là une insuffisance négligeable qui disparaîtrait d'ailleurs, si on calculait N_2 d'après la vitesse maxima réelle de

78 kilomètres, car on trouverait alors 15,074 au lieu de 14,330.

On voit donc que même dans le cas tout à fait défavorable que nous venons d'examiner et qui ne saurait se rencontrer que par suite d'un concours de circonstances tout à fait exceptionnelles, le freinage prévu est en pratique entièrement acceptable et aucun doute ne peut surtout subsister à cet égard si l'on se rappelle qu'il y a bien des causes d'arrêt, comme la résistance de l'air, l'action des freins pendant leur serrage, dont nous n'avons pas tenu compte dans nos calculs.

TABLEAU I.

TABLEAU DES DISTANCES A RÉSERVER ENTRE LES SIGNAUX AVANCÉS ET LEUR POTEAU DE LIMITE DE PROTECTION.

Observation. — Dans chaque colonne et sur la même ligne horizontale, on a, en général, inscrit deux chiffres : le premier est le chiffre que donnent les formules indiquées dans la note ; le second est celui que la Compagnie a adopté. Quand un seul chiffre est inscrit, c'est celui de la Compagnie, l'autre lui étant évidemment inférieur.

DÉCLIVITÉS moyennes		VITESSE non limitée sur la voie (maxima 80 k)	VITESSE LIMITÉE SUR LA VOIE : 60 kilomètres	50 kilomètres	40 kilomètres	30 kilomètres
(1)		(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
	millimètres	mètres	mètres	mètres	mètres	mètres
Pentes	20	»	»	»	800 — 800	632 — 800
	19	»	»	»	739 — 750	574 — 700
	18	»	»	»	688 — 700	526 — 650
	17	»	»	»	643 — 650	486 — 600
	16	»	»	»	604 — 600	451 — 600
	15	»	800 — 800	800 — 800	800 — 800	632 — 650
	14	»	768 — 800	757 — 750	739 — 750	574 — 600
	13	»	739 — 750	718 — 750	688 — 700	526 — 600
	12	»	800 — 800	»	800 — 800	632 — 650
	11	»	768 — 800	»	739 — 750	574 — 600
	10	800 — 800	800 — 800	»	726 — 800	465 — 650
	9	775 — 800	768 — 800	»	676 — 750	432 — 600
	8	752 — 750	739 — 750	»	633 — 700	405 — 600
	7	732 — 750	711 — 700	»	594 — 650	380 — 600
	6	710 — 700	686 — 700	»	560 — 600	600
	5	690 — 700	662 — 650	»	530 — 600	600
	4	672 — 700	640 — 600	»	502 — 600	600
	3	654 — 650	620 — 600	»	478 — 600	600
	2	638 — 650	600 — 600	»	457 — 600	600
	1	622 — 650	582 — 600	»	436 — 600	600
Palier	0	607 — 600	565 — 600	»	418 — 600	600
Rampes	1	593 — 600	549 — 550	»	400 — 550	500
	2	579 — 600	534 — 550	»	550	500
	3	566 — 600	520 — 550	»	500	450
	4	554 — 550	506 — 500	»	500	450
	5	542 — 550	493 — 500	»	500	450
	6	530 — 550	481 — 500	»	450	400
	7	519 — 550	469 — 500	»	450	400
	8	509 — 500	458 — 500	»	450	400
	9	499 — 500	447 — 450	»	450	400
	10	489 — 500	437 — 450	»	450	400
	11	479 — 500	427 — 450	»	400	400
	12	470 — 500	418 — 450	»	400	400
	13	461 — 500	409 — 400	»	400	400
	14	453 — 450	401 — 400	»	400	400
	15	445 — 450	393 — 400	»	400	400
	16	438 — 450	400	»	400	400
	17	431 — 450	400	»	400	400
	18	423 — 450	400	»	400	400
	19	416 — 450	400	»	400	400
	20	410 — 400	400	»	400	400
	21	403 — 400	400	»	400	400
	22	397 — 400	400	»	400	400

TABLEAU II

TABLEAUX DES VALEURS DU COEFFICIENT DE FREINAGE k ET DE SON INVERSE $\frac{1}{k}$.

Tableau des valeurs de $k = \frac{p}{P}$.

V	$\frac{0{,}0047\,V^2}{100}$		5	10	12	15	20	25	30	35
		I =	5	10	12	15	20	25	30	35
		$\frac{I-3{,}6}{100}$ =	0,014	0,064	0,084	0,114	0,164	0,214	0,264	0,314
kilom.										
80	0,301	»	0,315	0,365						
75	0,264	»	0,278	0,328						
70	0,230	»	0,244	0,294	0,314					
65	0,199	»	0,213	0,263	0,283					
60	0,169	»	0,183	0,233	0,253	0,283				
55	0,142	»	0,156	0,206	0,226	0.256				
52,5	0,130	»	0,144	0.194	0.214	0,244				
50	0,117	»	0,131	0,181	0.201	0,231	0,281			
45	0,095	»	0,109	0,159	0.179	0,209	0,259			
40	0,075	»	0,089	0,139	0,159	0,189	0,239	0,289	0,339	0,389
35	0,058	»	0,072	0,122	0,142	0.172	0.222	0,272	0,322	0,372
30	0,042	»	0,056	0.106	0,126	0,156	0,206	0,256	0,306	0,336
Dérive $k_0 = \frac{I-3}{100}$ =			0,02	0,07	0,09	0,12	0,17	0,22	0,27	0,32

Tableau des valeurs de $\frac{1}{k} = \frac{P}{p}$.

V	5	10	12	15	20	25	30	35
kilom.								
80	3,175	2,740						
75	3,600	3,049						
70	4,100	3,401	3,185					
65	4,695	3,802	3,533					
60	5,464	4,292	3,952	3,533				
55	6,410	4,806	4,425	3,906				
52,5	6,944	5,154	4,673	4,098				
50	7,633	5,525	4,975	4,328	3,558			
45	9,174	6,290	5,586	4,780	3,861			
40	11,236	7,194	6,290	5 291	4,184	3,460	2.950	2,571
35	13,890	8,196	7,042	5,814	4,504	3,676	3,105	2.686
30	17,857	9,434	7,936	6,410	4,806	3,906	3,267	2,809
Dérive $\frac{1}{k_0}$ =	50,00	14,286	11,111	8,333	5,882	4,545	3,704	3,125

DONNANT LE NOMBRE DE FREINS GARDÉS A PLACER DANS LES TRAINS, SUIVANT LE NOMBRE DE VÉHICULES QU'ILS CONTIENNENT, LA VITESSE A LAQUELLE ILS PEUVENT CIRCULER, LE PROFIL DE LA VOIE, LE TYPE DES MACHINES (POUR QUATRE TYPES SEULEMENT).

Propositions primitives de la Compagnie.

Déclivités ne dépassant pas 0,010.

	n	α W = 80 à 51, V = 80 $\frac{1}{k}$ = 3,175.						β W = 50 à 36, V = 75, $\frac{1}{k}$ = 3,600.						γ W = 35 à 20, V = 52,5, $\frac{1}{k}$ = 6,944.						$N' = 50n$	$N'' = 1 + 50(n-1)$	$N'''_1 = 1 + \frac{L}{10}(N''-1)$
		N_1	N_2	N_3	N_4	N_p	N_a	N_1	N_2	N_3	N_4	N_p	N_a	N_1	N_2	N_3	N_4	N_p	N_a			
A. — Pentes ou rampes de 0,000 à 0,005.	0	8,117	7,012	10,440	»	»	»	9,860	8,500	12,480	13,520	»	»	23,570	19,402	28,531	30,908					
	1	11,292	10,187	13,615	»	3	»	13,460	12,100	16,080	17,120	3	»	30,514	26,346	35,475	37,852	3	»	50		
	2	14,467	13,362	16,790	»	10	10	17,060	15 700	19,680	20,720	15	15	37,458	33,290	42,419	44,796	30	24	100	51	72
	3	17,642	16,537	19,965	»	15	15	20,660	19,300	23,280	24,320	24	24	44,402	40,234	49,363	51,740	45	40	150	101	115
	4	20,817	19,712	23,140	»	20	20	24,260	22,900	26,880	27,920	32	40	51,348	47,178	56,307	58,684	60	50	200	151	215
	5	23,992	22,887	26,315	»	24	24	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	250	201	276
	»	16v	13v	19v	»	»	»	17v	15v	19v	48v	»	»	30v	24v	38v	48v					

	n	W = 80 à 51, V = 80, $\frac{1}{k}$ = 2,740.						W = 50 à 36, V = 75, $\frac{1}{k}$ = 3,649.						W = 35 à 20, V = 52,5, $\frac{1}{k}$ = 5,154.						$N' = 14,286n$	$N'' = 1 + 14,286(n-1)$	$N'''_1 = 1 + \frac{L}{10}(N''-1)$
		N_1	N_2	N_3	N_4	N_p	N_a	N_1	N_2	N_3	N_4	N_p	N_a	N_1	N_2	N_3	N_4	N_p	N_a			
B. — Pentes ou rampes de 0,0051 à 0,0010.	0	6,334	5,490	8,352	»	»	»	7,600	6,571	9 835	10,654	»	»	16,231	13,939	19,939	21,600					
	1	9,074	8,230	11,092	»	3	»	10.649	9,620	12,884	13,703	3	»	21,385	19,093	25,093	26,754	3	»	14,286		
	2	11,814	10,970	13,832	»	10	10	13 698	12,669	15,933	16.752	15	15	26,539	24,247	30,247	31,908	24	24	28,572	15,286	21,41
	3	14,514	13,710	16,572	»	15	15	16,747	15,768	18.982	19,801	24	24	31,693	29,401	35,401	37,062	37	40	42,850	29.572	41,82
	4	17,294	16,450	19,312	»	20	20	19,796	18,757	22,031	22,850	32	40	36,847	34,555	40,555	42,216	50	50	57,144	43,850	62,21
	5	20,034	19,190	22,052	»	24	24	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	71,450	58,144	82,63
	»	12v	10v	16v	»	»	»	14v	11v	16v	36v	»	»	26v	17v	28v	36v					

Déclivités supérieures à 0,010.

	n	α W = 60 à 41, V = 70, $\frac{1}{k}$ = 3,185.						β W = 40 à 31, V = 60, $\frac{1}{k}$ = 3,952.						γ W = 30 à 20, V = 45, $\frac{1}{k}$ = 5.586.						N' = 11,111 n	N'' = 1 +11,111(n−1)	N''_1 = 1 $+\frac{10}{7}(N''-1)$
		N_1	N_2	N_3	N_4	N	N_a	N_1	N_2	N_3	N_4	N_p	N_a	N_1	N_2	N_3	N_4	N_p	N_a			
C. — Pentes ou rampes de 0,0101 à 0,012.	0	8,158	7,047	10,488	»	»	»	11,303	9,732	14,170	15,350	»	»	18,003	15,451	22,013	23,847					
	1	11,343	10,232	13,673	»	3	»	15,255	13,684	18,122	19,302	3	»	23,589	21,037	28,599	29,433	3	»	11,111		
	2	14,528	13,417	16,858	»	8	6	19,207	17,636	22,074	23,254	12	6	29,175	26,623	34,185	35,019	14	10	22.222	12,111	16,87
	3	17,713	16,602	20,043	»	12	9	23,159	21,588	26,026	27,206	18	9	34,761	32,209	39,771	40,605	21	16	33,333	23,222	32,74
	4	20,898	19,787	23,228	»	16	12	27,111	25,540	29,978	31,158	24	12	40,347	37,795	45,357	46,191	28	22	44,444	34,333	48,61
	5	24,083	22,972	26,413	»	20	15	31,063	29,492	33,930	35,110	30	15	45,933	43,381	50,943	51,777	35	28	55,555	45,444	64,47
						etc.	etc.					etc.	etc.					etc.	etc.			
	»	15v	13v	18v	»	»	»	15v	13v	18v	32v	»	»	26v	22v	25v	40v					

	n	W = 60 à 41, V = 60, $\frac{1}{k}$ = 3,533.						W = 40 à 31, V = 60, $\frac{1}{k}$ = 3,533.						W = 30 à 20, V = 45, $\frac{1}{k}$ = 4,780.						N' = 8,333 n	N'' = 1 +8,333(n−1)	N''_1 = 1 $+\frac{10}{7}(N''-1)$
		N_1	N	N_3	N_4	N_p	N_a	N_1	N_2	N_3	N_4	N_p	N_a	N_1	N_2	N_3	N_4	N_p	N_a			
D. — Pentes ou rampes de 0,0121 à 0,015.	0	9,585	8,265	12,158	»	»	»	9,585	8,265	12,158	13,172	»	»	14,698	12,630	18,144	19,656					
	1	13,118	11,798	15,691	»	3	»	13,118	11,798	15,691	16,705	3	»	19,478	17,410	22,924	24,436	3	»	8,333		
	2	16,651	15,331	19,224	»	10	6	16,651	15.331	19,224	20,238	10	6	24,256	22,190	27,704	29,216	12	10	16,666	9,333	12,90
	3	20,184	18,864	22,757	»	15	9	20,184	18.364	22,757	23,771	15	9	29,038	26,970	32,484	33,996	18	16	24,999	17,666	24,81
	4	23,717	22,397	26,290	»	20	12	23,717	22,397	26,290	27,304	20	12	33,818	31,750	37,264	38,776	24	22	33,332	25,999	36,71
	5	27,250	25,930	29,823	»	25	15	27,250	25,930	29,823	30,837	25	15	38,598	36,530	42,044	43,556	30	28	41,665	34,332	48,61
						etc.	etc.					etc.	etc.					etc.	etc.			
	»	12v	10v	14v	»	»	»	12v	10v	14v	24v	»	»	18v	15v	25v	28v					

	n							W = 40 à 31, V = 50, $\frac{1}{k}$ = 3,558.						W = 30 à 20, V = 45, $\frac{1}{k}$ = 3,861.						N' = 5,882 n	N'' = 1 +5,882(n−1)	N''_1 = 1 $+\frac{10}{7}(N''-1)$
								N_1	N_2	N_3	N_4	N_p	N_a	N_1	N_2	N_3	N_4	N_p	N_a			
— Pentes rampes 151 à 0,020.	0	»	»	»	»	»	»	9,688	8,353	12,278	13,302	»	»	10,930	9,413	13,733	14,877					
	1	»	»	»	»	»	»	13,246	11,911	15,836	16,860	3	»	14,791	13,274	17,594	18,738	3	»	5,882		
	2	»	»	»	»	»	»	16,804	15,469	19,394	20,418	12	6	18,652	17,135	21,455	22,599	12	6	11,764	6,882	9,41
	3	»	»	»	»	»	»	20,362	19,027	22,952	23,976	18	9	22,513	20,996	25,316	26,400	18	9	17,646	12,764	17,80
	4	»	»	»	»	»	»	23,920	22,585	26,510	27,534	24	12	26,374	24,857	29,177	30,321	24	12	23,528	18,646	26,21
	5	»	»	»	»	»	»	27,478	26,143	30,068	[illegible]	[illegible]	15	30,235	28,718	33,038	34,182	30	15	29,410	[illegible]	34,61

TABLEAU III. — Déclivités supérieures à 0,010. (*Suite.*)

	n	α						β						γ						$N' = 4,545\,n$	$N'' = 1 + 4,545(n-1)$	$N''_1 = 1 + \frac{L}{10}(N''-1)$
														W = 30 à 20, V = 40, $\frac{1}{k}$ = 3,460.								
														N_1	N_2	N_3	N_4	N_p	N_a			
F. — Pentes ou rampes de 0,0201 à 0,025.	0	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	9,376	8,010	11,808	12,792					
	1	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	12,836	11,470	15,268	16,252	3	»	4,545		
	2	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	16,296	14,930	18,728	19,712	9	5	9,090	5,545	7,49
	3	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	19,755	18,390	22,188	23,172	13	10	13,635	10,090	13,98
	4	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	23,216	21,850	25,648	26,632	17	15	18,180	14,635	20,48
	5	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	26,676	25,310	29,108	30,092	21	20	22,725	19,180	26,97
																		etc.	etc.			
	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	65t	45t	85t	110t					
	n													W = 30 à 20, V = 40, $\frac{1}{k}$ = 2,950.						$N' = 3,704\,n$	$N'' = 1 + 3,704(n-1)$	$N''_1 = 1 + \frac{L}{10}(N''-1)$
														N_1	N_2	N_3	N_4	N_p	N_a			
G. — Pentes ou rampes de 0,0251 à 0,030.	0	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	7,195	6,225	9,360	10 140					
	1	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	10,145	9,175	12,310	13,090	3	»	3,704		
	2	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	13,095	12,125	15,260	16,040	6	5	7,408	4,704	6,29
	3	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	16,045	15,075	18,210	18,990	9	10	11,112	8,408	11,58
	4	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	18,995	18,025	21,160	21,940	12	15	14,816	12,112	16,87
	5	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	21,945	20,975	24,110	24,890	15	20	18,520	15,816	22,16
	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	65t	45t	83t	110t					

TABLEAU IV

EXTRAIT DE L'ORDRE DE SERVICE DONNANT LES LIMITES DE CHARGE POUR LES DIVERSES VITESSES ET DÉCLIVITÉS ET QUATRE TYPES DE MACHINES DE LA COMPAGNIE DE L'OUEST.

Déclivités de 0,000 à 0,010.

DÉCLIVITÉS	W = 60 à 51 — 53 kilom. (α) Véhicules		W = 50 à 36 — 50 kilom. (α)			W = 35 à 20 — 35 kilom. (α)		20 kilom.	
	Été	Hiver	Véhicules Été	Véhicules Hiver	Tonnes	Véhicules	Tonnes	Véhicules	Tonnes
Machines 800 (4 roues accouplées).									
5	16	14	17	16	»	30	210	42	280
10	12	11	14	13	»	26	170	32	210
Machines 281 à 311 (4 roues accouplées).									
5	13	12	15	14	»	24	150	35	205
10	10	9	12	11	»	17	115	25	165
Machines 1.471 à 1.522 (1) (6 roues accouplées).									
5	»	»	19	18	»	38	245	50	370
10	»	»	16	15	»	28	190	40	270
Machines 2.000 (2) (6 roues accouplées).									
5	»	»	»	»	»	48	320	50	455
10	»	»	»	»	»	36	240	50	325

(1) Jusqu'à 52 kilom. inclus.
(2) Jusqu'à 38 kilom. inclus.

(α) Vitesses auxquelles correspondent les charges limites indiquées dans le tableau.

Déclivités supérieures à 0,010.

DÉCLIVITÉS	60 A 41 KILOM. (β)			40 A 31 KILOM. (β)			30 A 20 KIL. (β)		20 KILOM.	
	Véhicules		Tonnes	Véhicules		Tonnes	Véhicules	Tonnes	Véhicules	Tonnes
	Été	Hiver		Été	Hiver					
Machines 800 (4 roues accouplées).										
12	15	14	»	15	14	»	26	175	30	190
15	12	11	»	12	11	»	18	110	18	115
20	»	»	50	»	»	50	»	65	»	75
25	»	»	50	»	»	50	»	65	»	75
30	»	»	50	»	»	50	»	65	»	75
Machines 281 à 311 (4 roues accouplées).										
12	13	12	»	13	12	»	22	140	24	150
15	10	9	»	10	9	»	15	85	15	90
20	»	»	35	»	»	35	»	45	»	50
25	»	»	»	»	»	»	»	45	»	50
30	»	»	»	»	»	»	»	45	»	50
Machines 1.471 à 1.522 (6 roues accouplées).										
12	18	16	»	18	16	»	35	225	35	240
15	14	12	»	14	12	»	25	150	24	160
20	»	»	70	»	»	70	»	85	»	95
25	»	»	»	»	»	»	»	85	»	95
30	»	»	»	»	»	»	»	85	»	95
Machines 2.000 (6 roues accouplées).										
12	»	»	»	32	»	220	40	265	45	285
15	»	»	»	24	»	160	28	185	30	200
20	»	»	»	»	»	100	»	110	»	120
25	»	»	»	»	»	100	»	110	»	120
30	»	»	»	»	»	100	»	110	»	120

(β) Les charges limites adoptées correspondent à la vitesse de 41 kilom. pour la 1[re] série et aux vitesses respectives de 40 et 30 kilom. pour les deux séries suivantes.

TABLEAU V

TABLEAU DES NOMBRES MAXIMA DE VÉHICULES N_p ET N_A A INTRODUIRE DANS UN TRAIN COMPORTANT UN NOMBRE DÉTERMINÉ DE FREINS n.

N_p propositions primitives de la Compagnie.
N_A nombres définitivement arrêtés par le contrôle d'accord avec la Compagnie.

Déclivités ne dépassant pas 0,010.

	n	α VITESSE NORMALE de 80 à 51		β VITESSE NORMALE de 50 à 36		γ VITESSE NORMALE de 35 à 20	
		N_p	N_A	N_p	N_A	N_p	N_A
A. — Pentes ou rampes de 0,000 à 0,005.	1	3	3	3	3	3	3
	2	10	10	15	15	30	30
	3	15	15	24	24	45	45
	4	20	20	32	32	60	60
	5	24	24				
B. — Pentes ou rampes de 0,005 à 0,010.	1	3	3	3	3	3	3
		10	10	15	15	24	24
		15	15	24	24	37	37
		20	20	32	32	50	50
	5	24	24				

Déclivités supérieures à 0,010.

	n	α VITESSE NORMALE de 60 à 41		β VITESSE NORMALE de 40 à 31		γ VITESSE NORMALE de 30 à 20	
		N_p	N_A	N_p	N_A	N_p	N_A
C. — Pentes ou rampes de 0,010 à 0,012.	1	3	3	3	3	3	3
	2	8	10	12	12	14	14
	3	12	15	18	18	21	21
	4	16	20	24	24	28	28
	5	20	25	30	30	35	35
D. — Pentes ou rampes de 0,012 à 0,015.	1	3	3	3	3	3	3
	2	10	10	10	12	12	12
	3	15	15	15	18	18	18
	4	20	20	20	24	24	24
	5	25	25	25	30	30	30
E. — Pentes ou rampes de 0,015 à 0,020.	1	»	»	3	3	3	3
	2	»	»	12	10	12	10
	3	»	»	18	15	18	15
	4	»	»	24	20	24	20
	5	»	»	30	25	30	25
F. — Pentes ou rampes de 0,020 à 0,025.	1	»	»	»	»	3	3
	2	»	»	»	»	9	8
	3	»	»	»	»	13	12
	4	»	»	»	»	17	16
	5	»	»	»	»	21	20
G. — Pentes ou rampes de 0,025 à 0,030.	1	»	»	»	»	3	3
	2	»	»	»	»	6	6
	3	»	»	»	»	9	9
	4	»	»	»	»	12	12
	5	»	»	»	»	15	15

CHEMINS DE FER DE L'OUEST

40e ANNEXE A L'ORDRE GÉNÉRAL N° 4

OBJET :
Nombre minimum de freins et de conducteurs garde-freins à placer dans les trains.

Paris, le 20 juin 1889.

L'article 13 de l'Ordre général n° 4, fixant le nombre minimum de freins et de conducteurs garde-freins à placer dans les trains, est abrogé et remplacé par les dispositions suivantes :

TRAINS DE TOUTE NATURE.

Le nombre minimum des freins et des conducteurs garde-freins à placer dans les trains est fixé, pour chaque nature de train, conformément aux indications du tableau suivant :

I. — Déclivités ne dépassant pas 0m,010.

PENTES ou RAMPES	VITESSE NORMALE DES TRAINS					
	80 à 51 kilomètres		50 à 36 kilomètres		35 à 20 kilomètres	
	Nombre de véhicules	Nombre de freins et de conducteurs garde-freins	Nombre de véhicules	Nombre de freins et de conducteurs garde-freins	Nombre de véhicules	Nombre de freins et de conducteurs garde-freins
0m,0000 à 0m,005	1 à 3 4 à 10 11 à 15 16 à 20 21 à 24	1 2 3 4 5	1 à 3 4 à 15 16 à 24 25 à 32	1 2 3 4 ou 5 freins gardés par 3 conducteurs	1 à 3 4 à 30 31 à 45 46 à 60	1 2 3 4 ou 5 freins gardés par 3 conducteurs
0m,0051 à 0m,010	1 à 3 4 à 10 11 à 15 16 à 20 21 à 24	1 2 3 4 5	1 à 3 4 à 15 16 à 24 25 à 32	1 2 3 4 ou 5 freins gardés par 3 conducteurs	1 à 3 4 à 24 25 à 37 38 à 50	1 2 3 4 ou 5 freins gardés par 3 conducteurs

II. — Déclivités supérieures à $0^m,010$.

PENTES ou RAMPES	VITESSE NORMALE DES TRAINS — 60 à 41 kilomètres — Nombre de véhicules	Nombre de freins et de conducteurs garde-freins	40 à 31 kilomètres — Nombre de véhicules	Nombre de freins et de conducteurs garde-freins	30 à 20 kilomètres — Nombre de véhicules	Nombre de freins et de conducteurs garde-freins
$0^m,0101$ à $0^m,012$	1 à 3 4 à 10 11 à 15	1 2 3	1 à 3 4 à 12 13 à 18	1 2 3	1 à 3 4 à 14 15 à 21	1 2 3
	et ainsi de suite, en ajoutant un frein par 5 véhicules ou fraction de 5 véhicules.		et ainsi de suite, en ajoutant un frein par 6 véhicules ou fraction de 6 véhicules.		et ainsi de suite, en ajoutant un frein par 7 véhicules ou fraction de 7 véhicules.	
$0^m,0121$ à $0^m,015$	1 à 3 4 à 10 11 à 15	1 2 3	1 à 3 4 à 12 13 à 18	1 2 3	1 à 3 4 à 12 13 à 18	1 2 3
	et ainsi de suite, en ajoutant un frein par 5 véhicules ou fraction de 5 véhicules.		et ainsi de suite, en ajoutant un frein par 6 véhicules ou fraction de 6 véhicules.		et ainsi de suite, en ajoutant un frein par 6 véhicules ou fraction de 6 véhicules.	
$0^m,0151$ à $0^m,020$			1 à 3 4 à 10 11 à 15	1 2 3	1 à 3 4 à 10 11 à 15	1 2 3
			et ainsi de suite, en ajoutant un frein par 5 véhicules ou fraction de 5 véhicules.		et ainsi de suite, en ajoutant un frein par 5 véhicules ou fraction de 5 véhicules.	
$0^m,0201$ à $0^m,025$					1 à 3 4 à 8 9 à 12	1 2 3
					et ainsi de suite, en ajoutant un frein par 4 véhicules ou fraction de 4 véhicules.	
$0^m,0251$ à $0^m,030$ et au-dessus.					1 à 3 4 à 6 7 à 9	1 2 3
					et ainsi de suite, en ajoutant un frein par 3 véhicules ou fraction de 3 véhicules.	

Par exception, les trains de marchandises ou de matériel vide ne parcourant pas plus de 5 kilomètres et ne marchant pas à une vitesse de plus de 20 kilomètres à l'heure peuvent, quelle que soit leur composition, n'avoir qu'un seul frein gardé sur les

inclinaisons de 0^m,010 et au-dessous et que deux freins gardés sur les inclinaisons supérieures à 0^m,010.

S'il s'agit de trains de marchandises, les nombres de freins fixés dans le tableau ci-dessus impliquent que tous les wagons entrant dans la composition de ces trains sont chargés; mais, si un train de cette nature contient du matériel vide, le nombre de véhicules doit être calculé en comptant deux wagons vides comme un wagon chargé.

Dans les trains de marchandises, tout wagon à frein monté par un garde-frein doit, pour compter comme un frein, être chargé ou lesté à 4 tonnes, toutefois, deux wagons vides à frein peuvent être substitués à un wagon chargé ou lesté, à la condition de les placer de manière que leurs deux freins puissent être manœuvrés par le même garde-freins.

Les freins des machines ne seront pas comptés, sauf dans le cas où une *machine de renfort pousse* en queue pour *monter une rampe;* elle doit alors être comptée pour *deux freins*, sans que le nombre des freins gardés par des conducteurs puisse être inférieur à deux.

TRAINS MUNIS DU FREIN CONTINU.

Un *train est considéré comme muni du frein continu*, lorsque ce frein fonctionne sur les *deux tiers au moins des véhicules* composant ce train.

Dans les *trains munis du frein continu*, la *proportion* ci-dessus déterminée *des véhicules à frein à vis doit toujours être observée*. Mais il suffit que le *frein d'arrière seul soit gardé* dans les trains dont la composition *n'excède pas* 8 *véhicules*, et que le *frein de tête* et le *frein d'arrière* soient *seuls gardés*, si la composition *dépasse* 8 *véhicules*.

Si l'emploi du frein continu doit être suspendu en cours de route pour une cause quelconque et *si le train n'a pas le nombre de freins à vis gardés prescrit* par le tableau ci-dessus, le conducteur-chef avise de cette situation le mécanicien. Il lui fait connaître la *vitesse maximum* à observer, eu égard au nombre de freins gardés dont le train est muni, et à la pente maximum que ce train peut rencontrer jusqu'au prochain arrêt. Pour déterminer cette vitesse le conducteur-chef devra se reporter au tableau ci-dessous :

NOMBRE de VÉHICULES	DÉCLIVITÉS						
	0 à 5mm	6 à 10mm	11 à 12mm	13 à 15mm	16 à 20mm	21 à 25mm	25 à 30mm
	Trains munis d'un seul conducteur.						
	kilom.	kilom.	kilom.	kilom.	kilom.	kilom.	kilom.
4 à 8	60	50	45	35	30	25	20
	Trains munis de deux conducteurs.						
7 à 9	»	»	»	»	»	30	30
10 à 12	70	60	55	45	30	25	25
13 à 15	60	50	45	40	30	25	20
16 à 18	55	45	40	35	25	20	20
19 à 24	50	40	35	30	25	20	20
25 à 30	40	30	30	25	20	20	20

Ces vitesses sont des maximum que le mécanicien ne devra jamais dépasser; il devra, en outre, se conformer à toutes les limitations de vitesse prescrites par les règlements, ordres et instructions en vigueur et, dans tous les cas, redoubler d'attention et de prudence.

Le train continue ainsi jusqu'à la gare où il pourra être muni du nombre réglementaire de garde-freins. Le conducteur-chef est autorisé, d'ailleurs, à faire arrêter, dans ce but, le train à une gare où le tableau de marche ne prévoit pas d'arrêt.

POSITION DES FREINS DANS LES TRAINS.

La position des freins dans les trains de toute nature est fixée comme suit :

1° Dans les *trains* contenant des *voyageurs*, il doit toujours y avoir un frein et un garde-freins à l'arrière de ou sur la dernière voiture contenant des voyageurs;

2° Dans les *trains munis du frein continu* en bon état de fonctionnement, ce frein gardé doit se trouver sur un des *quatre derniers véhicules*, dans les pentes et rampes ne dépassant pas 0m,010, et sur un des *deux derniers véhicules*, dans les pentes et rampes *supérieures* à 0m,010, à la condition que le frein continu fonctionne sur les véhicules placés en arrière du garde-freins et que ces véhicules ne contiennent pas de voyageurs. Si le frein continu vient à cesser de fonctionner en cours de route, le dernier frein gardé sera placé en queue à la première gare où la manœuvre sera possible;

3° Dans les *trains de toute nature*, non munis du frein continu, il doit toujours y avoir un frein sur l'un des deux derniers véhicules dans les pentes ou rampes ne dépassant pas 0m,010 et un frein sur le dernier véhicule dans les pentes ou rampes dépassant 0m,010, excepté cependant si l'on avait à mettre en circulation un véhicule à réparer dont l'attelage fût défectueux d'un côté. Ce véhicule doit, dans ce cas, être placé en queue du train, derrière le frein gardé. Dans les rampes supérieures à 0m,005, si le train comporte *plus de deux freins* gardés, *le dernier tiers* du train doit contenir au moins *deux garde-freins* et *la deuxième moitié au moins la moitié du nombre de freins gardés indiqué dans le tableau ci-dessus.*

CHEMINS DE FER DE L'OUEST

44e ANNEXE A L'ORDRE GÉNÉRAL N° 4

OBJET : — Limitation de la vitesse des trains, eu égard aux conditions de la voie.

Paris, le 25 juillet 1889.

Les articles 31 à 33, de l'ordre général n° 4, déterminant les vitesses maxima que les trains et machines ne doivent pas dépasser sur certains parcours, en raison des conditions d'établissement de la voie, sont abrogés.

Ils sont remplacés par les dispositions suivantes :

LIMITATION A 60 KILOMÈTRES.

Art. 31. — La vitesse maximum que les mécaniciens ne doivent jamais dépasser est *fixée à 60 kilomètres à l'heure*, soit 1 kilomètre par minute :

1° Dans les courbes et contre-courbes se succédant sans alignements droits intermédiaires ou avec des alignements droits d'une longueur inférieure à 100 mètres;

2° Dans la descente des pentes consécutives supérieures à 0m,010, mais ne dépassant pas 0m,012 par mètre, et dont la longueur totale est égale ou supérieure à 1 kilomètre;

3° Dans la descente des pentes supérieures à 0,012, mais ne

dépassant pas 0,015 par mètre, d'une longueur inférieure à 1 kilomètre et supérieure à 600 mètres;

4° Entre les limites de protection et de répétition des signaux avancés, lorsque l'inclinaison moyenne du profil est une pente supérieure à $0^m,010$, mais ne dépassant pas $0^m,012$ par mètre.

LIMITATION A 50 KILOMÈTRES.

Art. 32. — La vitesse des trains ou machines est *limitée à 50 kilomètres à l'heure*, soit 5 kilomètres en 6 minutes :

1° Dans la descente des pentes consécutives supérieures à $0^m,012$, mais ne dépassant pas $0^m,015$ par mètre, et dont la longueur totale est égale ou supérieure à 1 kilomètre;

2° Entre les limites de protection et de répétition des signaux avancés, lorsque l'inclinaison moyenne du profil est une pente supérieure à $0^m,012$, mais ne dépassant pas $0^m,015$ par mètre.

LIMITATION A 40 KILOMÈTRES.

Art. 32 *bis.* — La vitesse des trains ou machines est *limitée à 40 kilomètres à l'heure*, soit 2 kilomètres en 3 minutes :

1° Dans les courbes de rayon inférieur à 500 mètres, mais supérieur à 300 mètres;

2° Dans la descente des pentes supérieures à $0^m,015$, mais ne dépassant pas $0^m,020$ par mètre;

3° Dans les gares en courbe où les appareils spéciaux ne permettent pas de donner à la voie le devers réglementaire.

LIMITATION A 30 KILOMÈTRES.

Art. 33. — La vitesse des trains est *limitée à* 30 *kilomètres à l'heure*, soit 1 kilomètre en 2 minutes :

1° Dans les courbes d'un rayon de 300 mètres et au-dessous;

2° Dans la descente des pentes supérieures à $0^m,020$ par mètre.

CHEMINS DE FER DE L'OUEST

OBJET :
Position des poteaux indicateurs et des signaux avancés.

1re ANNEXE A L'ORDRE GÉNÉRAL N° 5

Paris, le 20 juin 1889.

Pour l'application des prescriptions du chapitre Ier de l'ordre général n° 5, relatives à la position des poteaux indicateurs et des signaux avancés, on devra se conformer aux règles tracées dans les articles suivants :

Art. 1er. — L'article 21 du règlement général n° 1 détermine le côté de la voie sur lequel doivent être placés les signaux avancés.

Les distances, entre les signaux avancés et les poteaux indicateurs de leur limite de protection, seront *au moins* égales aux longueurs indiquées dans le tableau ci-après, dressé en tenant compte du profil moyen (*) de la ligne et des limites de vitesse des trains fixées par le chapitre VII de l'ordre général n° 4.

(*) Le profil moyen de la ligne, pour un signal avancé, se détermine en prenant la moyenne des inclinaisons entre un point situé à 200 mètres en avant de ce signal et le poteau indicateur de sa limite de protection. Si l'on obtient des fractions de millimètres dans l'évaluation du profil moyen, on arrondira les résultats en comptant pour 1 millimètre toute fraction supérieure à 0m,0005.

TABLEAU

DES DISTANCES MINIMA ENTRE LES SIGNAUX AVANCÉS ET LES POTEAUX INDICATEURS DE LEUR LIMITE DE PROTECTION.

DÉCLIVITÉS moyennes		VITESSE non limitée sur la voie (80 k.)	VITESSE LIMITÉE SUR LA VOIE A :			
			60 kilomètres	50 kilomètres	40 kilomètres	30 kilomètres
	millimètres	mètres	mètres	mètres	mètres	mètres
Pentes.	20	»	»	»	800	800
	19	»	»	»	750	700
	18	»	»	»	700	650
	17	»	»	»	650	600
	16	»	»	»	600	600
	15	»	800	800	800	650
	14	»	800	750	750	600
	13	»	750	750	700	600
	12	»	800	»	800	650
	11	»	800	»	750	600
	10	800	800	»	800	650
	9	800	800	»	750	600
	8	750	750	»	700	600
	7	750	700	»	650	600
	6	700	700	»	600	600
	5	700	650	»	600	600
	4	700	600	»	600	600
	3	650	600	»	600	600
	2	650	600	»	600	600
	1	650	600	»	600	600
Palier	0	600	600	»	600	600
Rampes.	1	600	550	»	550	500
	2	600	550	»	550	500
	3	600	550	»	500	450
	4	550	500	»	500	450
	5	550	500	»	500	450
	6	550	500	»	450	400
	7	550	500	»	450	400
	8	500	500	»	450	400
	9	500	450	»	450	400
	10	500	450	»	450	400
	11	500	450	»	400	400
	12	500	450	»	400	400
	13	500	400	»	400	400
	14	450	400	»	400	400
	15	450	400	»	400	400
	16	450	400	»	400	400
	17	450	400	»	400	400
	18	450	400	»	400	400
	19	450	400	»	400	400
	20 et au-dessus	400	400	»	400	400

Art. 2. — Les signaux avancés seront placés de telle sorte que *leur distance de visibilité* soit au moins de 400 *à* 500 *mètres, si cela est possible;* en aucun cas, *la distance de visibilité* ne pourra descendre au-dessous des minima déterminés par le tableau suivant, d'après la vitesse maxima à laquelle le signal peut être abordé.

VITESSE MAXIMA à laquelle le signal peut être abordé	DISTANCE MINIMA de visibilité du signal
80 kilomètres à l'heure.	270 mètres
60 — —	200 —
50 — —	185 —
40 — —	170 —
30 — —	150 —

Si le signal ne peut pas être placé de telle sorte qu'il ait la distance de visibilité ci-dessus fixée, il sera remédié à l'insuffisance de visibilité par l'installation à 500 mètres en avant du point visuel, d'un poteau de limitation de vitesse dont le chiffre sera déterminé, abstraction faite du profil, en prenant pour point de départ, dans le tableau précédent, la distance de visibilité immédiatement inférieure à celle constatée sur le terrain et en lisant en regard le chiffre de vitesse maxima du même tableau. Un signal de reprise de vitesse sera, dans ce cas, placé au droit du signal ; toutefois, par dérogation à l'article 23 du règlement général n° 1, le piquet blanc prévu par cet article sera placé au point visuel.

La distance de visibilité ne compte que du point à partir duquel le *signal ne cesse pas d'être visible pour le mécanicien et le chauffeur* d'un train se dirigeant de ce point vers le signal.

DISPOSITION TRANSITOIRE.

Les signaux actuellement établis en conformité des prescriptions de l'ancien ordre de service général n° 221, reproduites dans les articles 1 à 3 de l'ordre général n° 5, ne seront modifiés que si les distances actuelles sont inférieures aux distances des tableaux ci-dessus de 1/10, en ce qui concerne l'article 1[er], et de 1/5 en ce qui concerne l'article 2 de la présente annexe. En outre, sur les rampes supérieures à 0^{m},010 par mètre, la distance de 400 mètres, aujourd'hui prescrite entre le signal avancé et son poteau limite de protection, pourra être conservée.

CHRONIQUE

(Août 1891)

N° 36

Uniformité de largeur des voies ferrées, aux États-Unis.

Par M. H. Rousseau, Ingénieur des ponts et chaussées.

Depuis quelques années, la construction de lignes à voie étroite, de largeurs diverses, s'est développée en France et aux colonies, dans le but de diminuer les dépenses notamment en introduisant, dans les tracés, des courbes très accentuées. Un mouvement inverse tendant à obtenir l'uniformité de largeur, sans renoncer aux courbes de petit rayon, se produit depuis longtemps aux États-Unis; on en connaît les motifs, et l'ouvrage classique de MM. Lavoinne et Pontzen donne d'amples détails sur cette question. On ne peut s'étonner du contraste que présentent, à ce point de vue, deux pays d'étendue très différente, dont l'un est si anciennement occupé et l'autre encore en voie de colonisation. Quelques faits montreront que la tendance signalée aux États-Unis n'a fait que s'accentuer, dans ces dix dernières années.

Les compagnies américaines, dont les lignes présentaient au début des voies de largeurs très variées, eurent bientôt à souffrir de la nécessité des transbordements, et firent à plusieurs reprises de grands sacrifices pour y remédier. On peut juger de l'intérêt attribué par elles à la réalisation d'un type commun, par la dernière grande opération qui a été faite dans ce but en 1886. Dans le Sud-Est, la voie était de $1^{m},52$: une vaste région se trouvait ainsi privée de communications faciles avec le reste des États, où la voie normale de $1^{m},44$ était généralement répandue. La transformation à faire s'étendait à 1.800 locomotives, 45.000 wa-

gons, 23.000 kilomètres de voies principales ; elle coûta environ 6.500.000 francs. Toutes les voies furent simultanément rétrécies de 8 centimètres dans la journée du 1er juin, et, sur la plupart des lignes, le public n'eut connaissance de l'événement que par la suppression d'un train de voyageurs.

Cette opération extraordinaire montre combien les compagnies apprécient les avantages de l'unité de voie. Le tableau suivant indique jusqu'à quel point elle a été réalisée.

LARGEUR	1880		1889	
	Nombre de kilomètres	Proportion p. 100	Nombre de kilomètres	Proportion p. 100
Voie de 1m,44	139.478	80,2	237.098	93,4
Voie étroite de 0m,91	8.423	4,8	15.437	6,1
Largeurs diverses	26.017	15,0	1.348	0,5
	173.918		253.883	

Ainsi les 93 centièmes du réseau ont acquis la largeur normale de 1m,44 et peuvent être parcourus par les mêmes trains.

Malgré tous les efforts faits pour atteindre ce résultat, il aurait été sans doute impossible d'y parvenir sur un sol aussi accidenté que l'est parfois celui des États-Unis, si l'on avait admis dans le tracé des lignes à voie normale les limites de courbure qui sont de règle en France. En pénétrant dans des pays inexploités, dont l'avenir n'est pas toujours certain, les compagnies américaines sont naturellement portées à diminuer les premiers frais de construction et adoptent des courbes de petit rayon, même sur de fortes pentes.

Voici un exemple emprunté à la compagnie de Pensylvanie, dont la voie a souvent été citée comme un modèle. Elle vient d'ouvrir à l'exploitation une petite ligne, appelée Glen-Mills-Branch, qui offre une courbe de 135 mètres de rayon en pente de 0m,030 par mètre, et une autre de 125 mètres sur une pente de 0m,023 ; la traction y est faite par des locomotives ordinaires, remorquant des trains de trois wagons de 35 tonnes. L'embranchement de Williamson School, nouvellement construit sur le même réseau, présente un rayon de 125 mètres dans une pente de 0m,020. Inversement, lorsque les besoins de la concurrence ou d'un grand trafic exigent une amélioration des voies, la même compagnie modifie des courbes qui ont 800 à 900 mètres, pour

leur donner plus de 1.500 mètres de rayon, et réduit les pentes à $0^m,006$, comme elle l'a fait en quelques points de la ligne de Baltimore à Washington.

On voit par le tableau ci-dessous, inspiré de l'ouvrage de M. Wellington sur le tracé des chemins de fer, jusqu'où s'abaisse le rayon des courbes, avec voie normale, sur différents réseaux.

NOM DU RÉSEAU	LOCALITÉ	PLUS petit rayon
		mèt.
New-York, New-Haven et Hartford. .	Springfield (Massachusetts) . . .	140
Idem.	Northampton.	120
Lehigh et Susquehanna	Stony creek.	135
Idem.	Embranchements supérieurs. . .	117
Idem.	Butler-Branch	95
Baltimore et Ohio	Ilchester.	122
Idem.	Harper's ferry	107
Virginia-Central.	Over-Rockfish Gap tunnel	91
Idem.	Idem	72
Pennsylvania.	Centennial-Grounds.	91
Pittsburgh, Fort-Wayne et Chicago . .	Pittsburgh	91
Canarsie et Rockaway	Brooklyn	55
Manhattan Elevated (Métropolitain) . .	New-York-City.	27

Le cas le plus remarquable est celui des lignes aériennes de New-York et de Brooklyn. Au détour de certaines rues à angle droit, elles présentent des rayons de 27 mètres ; les trains y passent avec une vitesse de 10 kilomètres à l'heure ; la machine et les quatre à cinq voitures à voyageurs, qui composent un train, pèsent chacune 20 tonnes. L'amélioration de ces courbes, qui pourrait être réalisée à peu de frais, ne présente pas, aux yeux des ingénieurs, un grand intérêt, sur ces lignes où les trains acquièrent presque instantanément une vitesse de 50 kilomètres, entre des stations qui sont à quelques centaines de mètres d'intervalle.

Ces faits expliquent comment, aux États-Unis, la voie large peut être partout admise ; mais ils supposent l'emploi du matériel américain. Chaque machine ou wagon pivote sur des trucks : c'est la condition essentielle de l'adoption de semblables tracés. On connaît d'ailleurs les avantages de cette disposition du matériel, qui permet d'offrir aux voyageurs tout le confort désirable, et d'augmenter à volonté la capacité des wagons de marchandises. Voici un aperçu des poids que le matériel atteint aujourd'hui, lorsqu'il est chargé :

Locomotive type « consolidation »	74 tonnes.
Tender	39
Wagon-salon	38
Wagon-lit.	31
Wagon-poste	35
Wagon à charbon	35
Wagon à marchandises.	34

Les wagons à marchandises ou à charbon ont un poids propre de 10 à 12 tonnes, et leur chargement va jusqu'à 25 tonnes.

Ainsi, la voie de largeur normale peut être considérée comme existant désormais seule aux États-Unis, grâce à l'adoption des courbures les plus prononcées et à l'emploi d'un matériel qui, malgré son volume, est assez flexible pour les parcourir aisément.

Paris, le 21 mars 1891.

N° 37

BIBLIOGRAPHIE

Nomographie. ***Les calculs usuels*** *effectués au moyen des abaques;* **essai d'une théorie générale, règles pratiques, exemples d'application, par Maurice d'Ocagne, ingénieur des ponts et chaussées. — Paris, Gauthier-Villars et fils, 1891.**

On lit dans le *Rapport sur la situation de l'École des ponts et chaussées pendant la session* 1890-1891 :

« ..... Un jeune ingénieur des ponts et chaussées, qui a déjà rendu à l'École des services appréciés, M. d'Ocagne, a fait le 24 mars 1891, avec un plein succès, une conférence sur les abaques, c'est-à-dire sur les diagrammes destinés à simplifier et à abréger les calculs. M. d'Ocagne a exposé d'une manière neuve et complète les transformations successives du principe des abaques, et apporté de nombreux exemples à l'appui des généralités théoriques qui ont vivement intéressé son auditoire. »

Plusieurs ingénieurs, ayant pris connaissance de ce passage, ont demandé à l'École si la conférence du 24 mars avait été autographiée, et comment ils pourraient s'en procurer un exemplaire. M. d'Ocagne vient de donner satisfaction au vœu exprimé par ces ingénieurs, en publiant chez Gauthier-Villars une brochure qui résume, en moins de 100 pages, la théorie de la *nomographie*, c'est-à-dire de l'art de représenter graphiquement, par des constructions planes faites une fois pour toutes, « la loi qui unit plusieurs quantités simultanément variables ». Après avoir rappelé dans l'avant-propos l'historique de la question, l'auteur montre dans le cours de l'ouvrage les développements successifs et les transformations diverses du principe des abaques, c'est-à-dire du principe au moyen duquel une fonction de plusieurs variables peut être représentée par une figure à deux dimensions. A mesure que la théorie se perfectionne, on voit les abaques devenir de plus en plus simples, tout en se prêtant à la traduction graphique de fonctions de plus en plus complexes. Dans les abaques

de M. Lalanne, toutes les lignes sont effectivement tracées, et la solution consiste à chercher le point commun à trois *isoplèthes* concourantes. Dans les *abaques hexagonaux* de M. Lallemand, on n'aperçoit, en général, qu'un petit nombre de lignes, avec des échelles placées çà et là dans le cadre. La lecture du résultat exige l'emploi d'un transparent muni de trois droites qui forment autour d'un même point des angles de 60 degrés, et qui, superposées à l'abaque, relient ensemble les éléments épars de la figure. Les abaques hexagonaux ont l'avantage pratique de se prêter au fractionnement et au transport parallèle des échelles, propriété précieuse, en ce qu'elle permet de renfermer dans un cadre limité toutes les parties utiles de la construction. Après avoir passé en revue et discuté ces diverses solutions du problème, M. d'Ocagne donne, dans son dernier chapitre, une méthode qui lui appartient en propre, celle des *points doublement isoplèthes* : elle consiste essentiellement à substituer aux tracés des anciens abaques des figures corrélatives, et à remplacer la recherche des trois isoplèthes concourantes par celle de trois points en ligne droite situés respectivement sur des lignes données. Un simple fil tendu d'un point à l'autre est alors le lien qui réunit sur la figure les données au résultat. L'usage des coordonnées parallèles est particulièrement indiqué pour l'établissement d'un abaque de cette nature. L'auteur en montre quelques exemples, toujours traités avec une grande élégance.

La brochure de M. d'Ocagne nous paraît, en définitive, destinée à être fort appréciée des ingénieurs, et nous croyons leur rendre un véritable service en la recommandant à leur attention.

Paris, 6 août 1891.

Ed. C.

N° 38

BULLETIN BIBLIOGRAPHIQUE

(1891)

OUVRAGES FRANÇAIS

1° Mathématiques pures.

Biehler (C.). — Sur la division des arcs en trigonométrie; sur les équations binômes; par M. Ch. Biehler, docteur ès sciences, directeur de l'école préparatoire du collège Stanislas. In-8°, 18 p. Paris. imp. et lib. Gauthier-Villars et fils. 75 c. (16 juin). (Extr. des *Nouvelles Annales de mathématiques*, 3ᵉ série, t. 8 et 9, 1889 et 1890.)

Bourlet (C.). — Sur les équations aux dérivées partielles simultanées qui contiennent plusieurs fonctions inconnues (thèse); par M. C. Bourlet, docteur ès sciences mathématiques. In-4°, 68 p. Paris, imp. et lib. Gauthier-Villars et fils. (8 avril.)

Brillouin (M.). — Recherches récentes sur diverses questions d'hydrodynamique. Exposé des travaux de Von Helmholtz, Kirchhoff, sir W. Thomson, lord Rayleigh, etc.; par M. Marcel Brillouin, maître de conférences à l'École normale supérieure. Première partie : Tourbillons. In-4°, 48 p. avec fig. Paris, imp. et lib. Gauthier-Villars et fils. 2ᶠ,50. (8 avril.)

Guichard. — Hydrotimétrie. Nouvelles applications analytiques; par M. Guichard. In-8°, 8 p. Paris, imp. Flammarion. (4 mai.) (Extr. du *Journal de pharmacie et de chimie*, avril 1891.)

Guyou (E.). — Traité de trigonométrie rectiligne et sphérique. Paris, 1891. In-8°, 267 p.

Magnac (A. de). — Tables simplifiant la détermination du point à la mer; par M. Aved de Magnac, capitaine de vaisseau. In-8°, xviii-139 p. et planche. Brest, imp. et lib. Dumont.

RESAL (H.). — Exposition de la théorie des surfaces. Paris, 1891. In-8°, XIII, 171 p.

2° Mécanique. — Construction.

CASALONGA (D.-A.). — Mémoire sur le rendement direct et absolu de la machine à vapeur; par M. D.-A. Casalonga. In-8°, 19 p. Paris, imp. Chaix; 10, cité Rougemont. (27 mai.) (Extr. des Mémoires de la Société des ingénieurs civils, mars 1891.)

COMBELLES (F.). — Note sur la tachéométrie, ou levé de plans à la stadia; par M. Félix Combelles, ingénieur civil. In-8°, 12 p. Paris, imp. Ethiou-Pérou; l'auteur, 214, boulevard Péreire. (12 mai). (Extr. du *Bulletin de la Société de l'industrie minérale* (t. 7, 11° livraison, 1878, 2° série.)

CORDEMOY (J. de). — Travaux maritimes et Construction des ports; par J. de Cordemoy, ingénieur des arts et manufactures. In-4°, 390 p. et album in-4° de xv p. et 70 planches. Paris, imp. et lib. Bernard et C°. 50 fr. (9 avril.) (1888.)

CORMEROIS (L.). — Nouveau système de ponts suspendus rigides; Applications diverses; par L. Cormerois, ingénieur des arts et manufactures, agent voyer en chef du département du Gard. In-4°, 24 p. avec fig. Nîmes, imp. Chastanier.

DELATAILLE (E.). — Art du trait pratique de charpente; par Émile Delataille, entrepreneur de charpentes, professeur de trait, de dessin et de stéréotomie à l'École régionale des beaux-arts, membre de l'Académie nationale. Première partie : Du bois droit traité au niveau de devers et aux sauterelles attribuées aux coupes des empannons. 5° *édition*, revue et augmentée. Grand in-folio à 2 col., 56 p. avec fig. Tours, imp. Guilland; l'auteur, professeur de trait. 15 fr.

DERRÉCAGAIX. — Des cartes topographiques européennes; par M. le général Derrécagaix. (Congrès international des sciences géographiques tenu à Paris en 1889.) In-8°, 103 p. Le Mans, imp. Monnoyer. Paris, à la bibliothèque des Annales économiques, société d'éditions scientifiques, 4, rue Antoine-Dubois.

FONTAINE (G.). — Observations et essais sur le graissage des machines. Paris, 1891. In-8°, avec fig.

LAFFARGUE (F.). — Études sur la poussée des terres. Paris, 1891. In-8°, avec pl. et fig.

LANGLOIS (Léon). — Première partie de Calcul des constructions métalliques, guide théorique et pratique; par M. Léon Langlois, ingénieur civil, ancien chef de service des établissements Cail.

Division de l'ouvrage : Première partie : Résumé des principes théoriques servant de base au calcul des constructions métalliques. 1 vol. de texte et 14 planches. Deuxième partie : Poutres droites. 1 vol. de texte et 18 planches. Troisième partie : Arcs. 1 vol. de texte et 10 planches. Quatrième partie : Poutres et treillis. 1 vol. de texte et 2 planches. Cinquième partie : Calcul des pièces de ponts. 1 volume de texte et 10 planches. Sixième partie : Charpentes. 1 vol. de texte et 24 planches. Septième partie : Méthodes graphiques. 1 vol. de texte et 20 planches. L'ensemble de l'ouvrage comprendra donc 7 vol. de texte et 118 planches. Il paraîtra une partie tous les deux mois, à partir de juin 1891. — Prix de souscription : 75 fr. (Pour tous les souscripteurs qui payeront comptant, le prix est réduit à 60 fr., net 48 fr.)

Nous présentons à tous ceux qui s'occupent de constructions métalliques à un titre quelconque, un ouvrage pratique et théorique à la fois appelé à rendre de sérieux services. Pour les ingénieurs il constituera un *vade-mecum* très complet où il sera facile de trouver la solution analytique et graphique des problèmes les plus divers; il offrira une méthode débarrassée des explications théoriques superflues, et donnera de plus des formules et des tracés graphiques facilement assimilables et des exemples numériques pour chaque cas.

Les élèves de nos écoles supérieures y trouveront un guide sûr pour appliquer les principes qui leur ont été enseignés, sans compter beaucoup de questions qui ne sont pas traitées dans les cours de ces écoles.

Enfin cet ouvrage, mieux conçu que tous ceux déjà parus, est fait pour répondre à tous les besoins.

Laur (F.). — Les Mines et Usines en 1889. Étude complète sur l'Exposition universelle de 1889; par Francis Laur, ingénieur civil des mines, député de la Loire. 3 fascicules. In-8°. Première partie : les Mines du Nord et du Pas-de-Calais, 173 p. avec fig. Deuxième partie : les Usines du Nord et de l'Est, p. 177 à 598 avec fig. Troisième partie : les Usines de Paris et environs, p. 601 à 935 avec fig. Neuilly, imp. Bouzin; l'auteur. (7 avril.) Prix du fascicule séparé : 2f,50. Prix de l'ouvrage entier en 2 vol. : 15 fr. en souscrivant et 20 fr. après publication.

3° Navigation maritime et intérieure.

Examen critique du projet de Paris port de mer (projet de M. Bouquet de La Grye). In-8°, 30 p. Paris, imp. Buttner-Thierry; lib. Baudry et Cie. (17 avril.)

4° Chemins de fer.

Courau (J.). — Les Chemins de fer de l'Algérie. Tunisie : leur

état actuel, leur histoire et leur avenir; par J. Courau, de la Société des ingénieurs civils, de la Société de géographie commerciale de Paris. In-8°, VII-193 p. avec 13 planches et carte. Paris, imp. Mersch; lib. Michelet. (20 juin.)

DAVRILLÉ DES ESSARDS (H.). — La Solution du Métropolitain par la transversale; par H. Davrillé des Essards, avocat à la cour de Paris, conseiller municipal et conseiller général. In-8°, 24 p. avec fig. Paris, imp. P. Dupont; l'auteur, 30, rue de Naples. (13 juin.)

DUCOS (J.). — Transport des produits agricoles. Les Abus des tarifs de pénétration de nos chemins de fer; par J. Ducos, président de la Société d'agriculture de Vaucluse. In-8°, 64 p. Avignon, imp. Seguin frères. Montpellier. lib. Coulet. Paris, lib. Masson. 1 fr.

GOMEL (C.). — Les Droits de l'État sur les tarifs de chemins de fer en Angleterre et aux États-Unis; par Ch. Gomel, ancien maître des requêtes au Conseil d'État. In-8°, 28 p. Paris, imp. Chaix; lib. Guillaumin. (25 mai.)

PARTIOT. — Transport d'un torpilleur effectué de Toulon à Cherbourg par les chemins de fer; par M. Partiot, inspecteur général des ponts et chaussées. In-8°, 63 p. avec fig. Évreux, imp. Hérissey. Paris, lib. Baudry et C°.

SIMONI (E. don). — Notice relative à un avant-projet de réseau central de tramways à vapeur à Paris; par Émile don Simoni. In-4°, 19 p. avec planche en noir et plan en coul. Paris, imp. Wattier et C°. (4 mai.)

5° Législation. — Administration. — Économie politique.

BÉQUET (L.) et P. DUPRÉ. — Répertoire du droit administratif; par Léon Béquet, conseiller d'État, avec le concours de M. Paul Dupré, conseiller à la Cour de cassation. T. 7. 5° fascicule. (Comptabilité de fait.) (Suite.) In-4° à 2 col., 353 à 464 p. Paris, imp. et lib. P. Dupont. (15 juin.) (Bibliothèque administrative. Collection Paul Dupont.)

BÉQUET (L.) et P. DUPRÉ. — Répertoire du droit administratif; par Léon Béquet, conseiller d'État, avec le concours de M. Paul Dupré, conseiller à la Cour de cassation. T. 8. Fascicule 5. (Contentieux administratif; Crieurs publics.) In-4° à 2 col., 385 à 480 p. Paris, imp. et lib. P. Dupont. (15 juin.) (Bibliothèque administrative. Collection Paul Dupont.)

BÉQUET (L.) et P. DUPRÉ. — Répertoire de droit administratif;

par Léon Béquet, conseiller d'Etat, avec le concours de M. Paul Dupré, conseiller à la Cour de cassation. T. 8. Fascicule 6. (Fin du t. 8) (Contentieux administratif.) In-4° à 2 col., 481 à 576 p. Paris, imp. et libr. Paul Dupont. (10 juin.) (Bibliothèque administrative. Collection Paul Dupont.)

BLOCK (M.). — Dictionnaire de l'administration française; par Maurice Block, membre de l'Institut. Avec la collaboration des membres du Conseil d'État, de la Cour des comptes, des chefs de services de divers ministères, etc. 3e *édition*, refondue, augmentée et mise à jour. 7e livraison. Grand in-8° à 2 col., p. 961 à 1120. Nancy, imp. et lib. Berger-Levrault et Ce. Paris, même maison. (L'ouvrage paraîtra en douze livraisons mensuelles. Prix de la livraison : 2f,50.)

COLSON (C.). — Transports et Tarifs. Précis du régime des routes et chemins, canaux et rivières, ports de mer, chemins de fer, lois économiques de la détermination des prix de transport, prix de revient, statistique du trafic, tarifs de chemins de fer français, comparaisons avec les principaux pays étrangers; par C. Colson, ingénieur des ponts et chaussées, maître des requêtes au Conseil d'État. In-8°, 483 p. Châtillon-sur-Seine, imp. Pépin. Paris, libr. Rothschild. (1890.) (Titre rouge et noir. — Bibliothèque des hautes études commerciales.)

6° Physique. — Chimie. — Météorologie. — Géologie. — Minéralogie.

AUBERT (E.). — Nouvel appareil de MM. G. Bonnier et L. Mangin pour l'analyse des gaz. Notice par M. E. Aubert, professeur. In-8°, 6 p. et planche. Paris, imp. Pichon; Golaz et fils, 282, rue Saint-Jacques. (25 mai.) (Extr. de la *Revue générale de botanique*, t. 3, 1891, p. 97.)

BÉDOS (P.). — Les Quantités électriques et leurs unités, conférence faite au cercle des officiers à Carcassonne, le 9 février 1891, par Philippe Bédos, agrégé des sciences, professeur de physique au lycée de Carcassonne. In-8°, 14 p. Bar-le-Duc, imp. Comte-Jacquet. Paris, libr. Nony et Ce.

CASPARI (M.). — Rapports sur les questions de météorologie nautique, présentés au groupe 1er (géographie mathématique); par M. Caspari, ing. hydrographe de la marine. In-8°, 23 p. Le Mans, imp. Monnoyer. Paris.

Collection de mémoires relatifs à la physique, publiés par la Société française de physique. T. 5. Mémoires sur le pendule.

Deuxième partie. Paris, 1891. In-8°, 429 p. avec une planche phototypique. 12 *M.*

CORNU (A.). — L'Analyse spectrale en astronomie, conférence faite devant la Société industrielle du nord de la France; par M. A. Cornu. In-8°, 20 p. Lille, imp. Danel.

DITTE (A.). — Leçons sur les métaux professés à la Faculté des sciences de Paris; par Alfred Ditte, professeur de chimie à la Faculté. 1er fascicule. In-4°, LVIII-669 p. avec fig. Paris, imp. Marpon et Flammarion; libr. Ve Dunod. 15 fr. (18 avril.)

DUCLAUX. — Cours de physique et de météorologie professé à l'Institut agronomique; par M. E. Duclaux, de l'Académie des sciences, professeur à la Sorbonne. In-8°, IV-508 p. avec 175 fig. dont 44 en deux couleurs. Sceaux, imp. Charaire et fils. Paris, libr. Hermann. (16 juin.)

FARJOU (A.). — Notice descriptive de l'intensiomètre, pour la mesure pratique, rapide et sans calcul des piles, des courants et des lignes télégraphiques ou téléphoniques; par A. Farjou, inspecteur des postes et des télégraphes. In-8°, 32 p. avec fig. Bordeaux, imp. et libr. Gounouilhou. Paris, libr. Rouam et Ce.

GAUDRY (A.). — Les Enchaînements du monde animal dans les temps géologiques fossiles secondaires; par Albert Gaudry, de l'Institut, professeur de paléontologie au Muséum d'histoire naturelle. In-8°, 327 p. avec 403 grav. d'après les dessins de Formant. Paris, imp. Lahure; lib. Savy. 15 fr. (24 novembre.)

GOSSELET (J.). — Esquisse géologique du nord de la France et des contrées voisines, publiée sous les auspices de la Société géologique du Nord par M. J. Gosselet, professeur à la Faculté des sciences de Lille. 2e et 3e fascicules (textes et planches). 2 fascicules. In-8°. 2e fascicule : Terrains secondaires, texte, p. 169 à 278, et planches hors texte formant un atlas séparé (1881); 3e fascicule : Terrains tertiaires, texte, p. 279 à 342, et planches hors texte formant un atlas séparé (1883). Lille, imp. Liégeois-Six; aux archives de la Société géologique du Nord.

GOSSELET. — Les Richesses minérales de la région du Nord (houilles, phosphates de chaux, marbres, etc.), conférence faite devant la Société industrielle du nord de la France, le 18 janvier 1891; par M. Gosselet, correspondant de l'Institut, professeur à la Faculté des sciences. In-8°, 22 p. avec fig. et planche. Lille, imp. Danel. (Société industrielle du nord de la France.)

GRAND'EURY (C.). — Géologie et Paléontologie du bassin houiller du Gard: par M. C. Grand'Eury, correspondant de l'Institut. In-4°, 355 p. avec fig. Saint-Étienne, imp. Théolier et Ce.

HENRIVAUX (J.). — Contribution à l'étude du gaz à l'eau; son emploi industriel; par Jules Henrivaux. In-8°, 8 p. Tours, imp. Bousrez.

HOUDAILLE (F.). — Mesure de l'évaporation diurne. Description de l'évaporomètre enregistreur; par F. Houdaille, professeur de physique à l'École d'agriculture de Montpellier. In-8°, 20 p. et planches. Montpellier, imp. Boehm. (Extr. des *Annales de l'École nationale d'agriculture de Montpellier*.)

ISSALY. — Optique géométrique. Mémoire sur une double série de surfaces nouvelles comprises entre les deux nappes de la surface de l'onde de Fresnel et sur les cônes isochromatiques circonscrits à ces surfaces; par M. l'abbé Issaly. In-8°, 27 p. Bordeaux, imp. Gounouilhou.

JAPING (E.). — L'Électrolyse et l'Électrométallurgie; par Édouard Japing, ingénieur électricien. 2e *édition* française, revue par Georges Fournier, chimiste électricien. Ouvrage illustré de 46 fig. Grand in-16, IX-252 p. Laval, imp. Jamin. Paris, lib. Tignol.

KNAB (L.). — Traité de métallurgie des métaux autres que le fer: cuivre, plomb, argent, or, platine, mercure, zinc, cadmium, étain, arsenic, antimoine bismuth, nickel, cobalt, aluminium; par Louis Knab, répétiteur du cours de métallurgie à l'École centrale, ancien directeur d'usines métallurgiques. 164 fig. Grand in-8°, VII-644 p. Saint-Dizier, imp. Saint-Aubin et Thévenot. Paris, lib. Steinheil, 18 fr. (1891.)

LE CHATELIER (H.) et G. MOURET. — Les Equilibres chimiques; par M. H. Le Chatelier et M. G. Mouret. In-8°, 40 p. Paris, imp. Levé; libr. Carré. (14 mai.) (Extrait de la *Revue générale des sciences* des 28 février et 15 mars 1891.)

LEFÈVRE (Julien), professeur à l'Ecole des sciences de Nantes avec la collaboration d'ingénieurs et d'électriciens. Dictionnaire d'électricité et de magnétisme, illustré de figures intercalées dans le texte, comprenant les applications aux sciences, aux arts et à l'industrie. 4e fascicule. (Fin.) In-8° à 2 col., p. 769 à 1022 et XI p. Corbeil, imp. Crété. Paris, libr. J.-B. Baillère et fils. 7 fr. (L'ouvrage complet 25 fr.)

LEGAY-CHEVALIER. — Notice sur les carrières de Volvic; par Legay-Chevalier, entrepreneur, sculpteur et professeur à l'Ecole départementale de construction et d'architecture de Volvic. In-16, 35 p. Clermont-Ferrand, imp. Standachar.

POINCARÉ (L.). — Recherches sur les électrolytes fondus (thèse); par M. Lucien Poincarré, docteur ès sciences physiques, agrégé

préparateur à la Faculté des sciences de Paris. In-4°, 75 p. avec fig. Paris, imp. et lib. Gauthier-Villars et fils. (7 août.)

POINCARÉ (H.). — Cours de physique mathématique. Electricité et Optique. II : les Théories d'Helmholtz et les Expériences d'Hertz. Leçons professées pendant le second semestre 1889-1890; par H. Poincaré, membre de l'Institut. Rédigées par Bernard Brunhes, ancien élève de l'Ecole normale supérieure, agrégé de l'Université. In-8°, XI-263 p. avec fig. Tours, imp. Deslis frères. Paris, libr. Carré. (Cours de la Faculté des sciences de Paris, publiés par l'Association amicale des élèves et anciens élèves de la Faculté des sciences.)

PREECE (W.-H.) et J. MAIER. — Le Téléphone; par William-Henri Preece, membre de la Société royale de Londres, électricien en chef du British Post-Office, et Julius Maier, docteur ès sciences physiques. Traduit de l'anglais par G. Floren, ingénieur civil. Grand in-8°, XII-421 p. avec fig. Évreux, imp. Hérissey. Paris, lib. Baudry et Cᵉ. (1891.)

SEUNES (J.). — Recherches géologiques sur les terrains secondaires et l'éocène inférieur de la région sous-pyrénéenne du sud-ouest de la France (Basses-Pyrénées et Landes) (thèse) ; par Jean Seunes, docteur ès sciences naturelles, préparateur de géologie à l'École nationale supérieure des mines. In-8°, 259 p. avec fig. et 6 planches. Paris, imp. Marpon et Flammarion; lib. Vᵉ Dunod. (26 juillet.)

7° Agriculture. — Irrigations. — Sujets divers.

BELLOM (M.). — Étude des coefficients de risques adoptés en Allemagne en matière d'accidents du travail; par Maurice Bellom, ingénieur au corps des mines. In-8°. 73 p. Bar-le-Duc, imp. Contant-Laguerre. Paris, 37, boulevard Magenta.

BORDIER (H.-L.). — Recherches sur la nitrification. Étude expérimentale du rôle de la circulation de l'air atmosphérique, par thermodiffusion, à travers les corps poreux (thèse); par Henry-Léonard Bordier. In-4°, 62 p. Bordeaux, imp. Gounouilhou.

CERNÉ. — Principes de l'assainissement des villes, avec quelques applications à l'assainissement de la ville de Rouen; par le docteur Cerné, professeur de clinique chirurgicale à l'Ecole de médecine. In-8°, 44 p. Rouen, imp. Deshays et Cᵉ; libr. Lestringant.

GAUTRELET (E.). — Hygiène alimentaire. De l'approvisionnement

en eau potable des villes situées sur les fleuves ou rivières; par M. E. Gautrelet, chimiste. In-8°, 8 p. Clermont, imp. Daix frères.

Guy (A.). — Le Sahara et la cause des variations que subit son climat depuis les temps historiques (gulf-streams, courants polaires, courants équatoriaux); par Alfred Guy, ing. des arts et manufactures. In-8°, 72 p. Oran, imp. Heintz.

Hermite. — Cours de M. Hermite à la Faculté des sciences de Paris, rédigé en 1882; par M. Andoyer, élève à l'Ecole normale. 4e *édition*, revue et augmentée. In-4°, VI-297 p. avec fig. Paris, imp. Hermet; libr. Hermann. 15 fr. (1er avril.)

Jadart (H.). — Notice sur la vie et les travaux de F. Lefort, inspecteur général des ponts et chaussée en retraite, membre correspondant de l'Académie des sciences de Naples, membre titulaire de l'Académie de Reims; par Henri Jadart, secrétaire général de l'Académie. In-8°, 27 p. et une héliogravure. Reims, imp. Monce. (Extr. des Travaux de l'Académie de Reims. T. 85.)

Jus. — Les Forages artésiens de la province de Constantine (Algérie). Résumé des travaux exécutés de 1856 à 1889 par M. Jus, ing. honoraire des sondages du Sud et chargé de leur haute surveillance. In-8°, 74 p. avec tableaux graphiques et cartes. Constantine, imp. Ve Marie.

Michel (E.). — De l'utilisation des eaux fluviales au point de vue alimentaire; par le docteur Édouard Michel, médecin consultant à la Bourboule. In-8°, 24 p. Clermont, imp. Daix frères. Paris, 85, boulevard Haussmann.

Mollins (I. de). — Hygiène publique : Les eaux d'égout industrielles et ménagères, leur épuration chimique et agricole. Paris, 1891. In-8°, 133 p. avec 1 planche.

Pignant (P.). — Génie sanitaire. Principe d'assainissement des habitations des villes et de la banlieue : Travaux divers d'assainissement; Épuration et Utilisation agricole des eaux d'égout; par P. Pignant, ingénieur des arts et manufactures et architecte. 4e et 5e fascicules. Ouvrage accompagné d'un atlas contenant 36 planches. 2 vol. in-8°. 4e fascicule, p. 327 à 462; 5e fascicule, p. 463 à 527. Dijon, imp. Darantière. 30 fr.

Szczepanski (v. Fritz). — Index méthodique des publications techniques. 1re année 1889, lib. Bernard et Ce, Paris.

N° 39

DU FLOTTAGE A BUCHES PERDUES

DANS LA RÉGION DU MORVAN

Par M. MAZOYER, Ingénieur en chef des ponts et chaussées.

EXPOSÉ.

Le massif du Morvan présente comme toutes les régions accidentées et imperméables un nombre considérable de petits cours d'eau à ramifications nombreuses et à fortes pentes qui pénètrent en tous sens ses contreforts boisés.

En considérant spécialement la partie de ce massif dont les pentes sont tournées vers Paris et qui appartiennent au bassin de l'Yonne, on y rencontre un développement total de 492 kilomètres de ruisseaux flottables, servant encore actuellement à transporter à une distance moyenne d'environ 85 kilomètres environ 126.500 stères(*) de bois, c'est-à-dire 63.250 tonnes, depuis les points les plus élevés de ces ruisseaux et les plus centraux de cette région montagneuse jusque sur les ports du Canal du Nivernais, d'où ces bois sont expédiés sur Paris.

Chaque stère valant 10 francs sur les ports d'arrivée du bois flotté qui sont en même temps les ports de départ du bois par bateau à destination de Paris, il s'a-

(*) Bassins de l'Yonne et de la Cure réunis.

git d'un produit dont la valeur annuelle s'élève à 1.265.000 francs.

Ces transports qui représentent 5.805.000 tonnes kilométriques, et une dépense d'environ 219.000 francs par an nous ont paru par leur importance, leurs conditions spéciales, leur rôle dans l'approvisionnement de la capitale, mériter d'être signalés, en raison même de leur persistance depuis plusieurs centaines d'années au milieu des changements si profonds survenus dans tous les autres modes de transport.

Lorsque, par suite du développement de Paris, les forêts voisines de la capitale n'ont plus suffi à son approvisionnement, la nécessité d'assurer cet approvisionnement dans des conditions de régularité et d'économie que ne pouvaient, surtout alors, offrir les voies de terre, a conduit, il y a 400 ans, à organiser tout un système de transport des bois par eau depuis les sources mêmes des cours d'eau jusque sur les quais de Paris.

Comme on le sait, le flottage s'effectuait d'abord à bûches perdues, c'est-à-dire avec des bûches abandonnées au fil de l'eau dans la partie supérieure des ruisseaux, puis, quand les cours d'eaux devenaient plus importants en allant vers l'aval, à partir de Clamecy et Crain sur l'Yonne, à partir de Vermenton sur la Cure, le flottage se continuait en trains sur Paris, c'est-à-dire avec des bûches réunies et assemblées de manière à constituer à la fois la matière à transporter et le véhicule servant au transport.

Mais ces deux modes de flottage avaient ce point commun qu'ils eussent été le plus souvent impraticables avec l'état naturel des cours d'eau empruntés. Le parcours des bûches et des trains n'était assuré que par des éclusées ou lâchures, sortes de crues artificielles créées par le lancement, au moment du départ des bois, d'eaux

accumulées dans une retenue située à l'amont du point de départ.

Pour le flottage à bûches perdues ces retenues sont constituées soit par des étangs dans les parties supérieures des ruisseaux, soit quand les cours d'eau ont déjà pris assez d'importance en se dirigeant vers l'aval par des pertuis, c'est-à-dire par des barrages mobiles dont l'ouverture était à dessein rétrécie, et que l'on pouvait ou bien démasquer progressivement pour proportionner le débit par le barrage au débit variable de la rivière à régime torrentiel, ou bien démasquer brusquement et complètement pour produire l'éclusée.

Pour le flottage en trains les retenues étaient toujours formées par des pertuis, le débit de la rivière étant cependant, s'il en était besoin, soutenu également par quelques lâchures d'étangs supérieurs.

Dans les deux genres de flottage les bois profitaient donc d'une tenue d'eau exceptionnelle et de la force vive d'une onde liquide sur laquelle ils étaient transportés.

Cette onde ne se propageait pas sans s'atténuer, de sorte qu'il fallait multiplier les lâchures, et par suite les étangs sur les ruisseaux flottables à bûches perdues et les pertuis sur les rivières flottables en trains.

C'est bien ainsi que ces transports avaient été organisés. Mais ils ne permettaient aucune navigation à la remonte, et les exigences rationnelles du développement du réseau navigable ont conduit récemment à la suppression du régime des éclusées et par suite du flottage en trains :

1° Sur l'Yonne en amont de Cravant, c'est-à-dire en amont du confluent de la Cure, à dater de 1877 ;

2° Sur la Cure, et sur l'Yonne, depuis Cravant jusqu'à Auxerre, à dater de 1881.

A partir de cette époque, la navigation régulière, sur les biefs du canal du Nivernais et sur les biefs de la ri-

vière d'Yonne communs avec le canal, a seule été autorisée. Cette navigation régulière supposant dans chaque bief un mouillage constant, une eau tranquille et une tenue d'eau fixe était, en raison de la communauté de certains biefs de la rivière et du canal, incompatible avec le régime des éclusées, c'est-à-dire avec le régime des niveaux périodiquement variables du plan d'eau et des courants violents d'amont vers l'aval.

Mais le réseau navigable ne pouvait, en raison des pentes des parties supérieures des ruisseaux et des dépenses à faire, avoir la prétention d'étendre ses embranchements suivant les nombreuses ramifications des ruisseaux.

Le flottage à bûches perdues a donc subsisté et, toutefois, il a une légère tendance à diminuer en présence des facilités que l'ouverture des nouvelles voies ferrées et des chemins vicinaux assurent aux bois pour se rendre sur les ports du canal du Nivernais où ils trouvent leur voie économique et naturelle de transport sur Paris.

Mais cette tendance à fléchir est assez faible, et les quantités de bois qui empruntent encore le flottage à bûches perdues sont trop considérables pour qu'on puisse dire que ce genre de transports ne présente plus, comme le transport en trains qu'un intérêt rétrospectif. Telle circonstance du reste pourrait se présenter où un approvisionnement considérable et rapide de la capitale en bois à brûler devenant nécessaire, force serait de recourir à nouveau aux trains de bois pour les transports correspondants faute d'un matériel de batellerie suffisant.

De même il ne faudrait pas compter dans la même hypothèse sur les charrettes pour remplacer le transport par flottage à bûches perdues dans la partie supérieure du bassin.

Il s'agit donc d'une industrie encore considérable, qui a son intérêt pour le présent et non moins pour l'avenir.

La carte (page 226 bis) représente l'ensemble des rivières flottables en amont de Cravant. Les parties de rivières flottables à bûches perdues situées, comme on l'a vu, en amont de Clamecy sur l'Yonne, et de Vermenton sur la Cure, sont celles sur lesquelles sont mentionnés les ports d'embarquement.

L'exploitation du réseau des rivières flottables à bûches perdues n'est pas libre ; elle a lieu sous la direction des marchands de bois intéressés au flottage, qui se sont réunis à cet effet en syndicats.

Ces associations sont indispensables pour assurer la régularité et l'économie du flottage, en régularisant les manœuvres d'eau nécessaires à ce flottage, en simplifiant et en facilitant la surveillance de ces opérations.

Cette réunion en syndicats est unanimement considérée depuis longtemps par les intéressés comme indispensable et résultant de la nature même des choses.

Il suffit pour s'en convaincre de citer le préambule du règlement fondamental de la plus importante de ces associations ; celle de la haute Yonne :

Les marchands et propriétaires flottant leurs bois sur la rivière d'Yonne et les ruisseaux y affluant réunis en assemblée générale à Clamecy, au lieu ordinaire de leurs séances, en vertu d'une convocation expresse de leur syndic ;

Reconnaissant que les changements survenus depuis 30 ans dans la législation ont altéré les bases sur lesquelles reposait autrefois leur organisation de compagnie, et convaincus de la nécessité d'avoir un *règlement organique*, qui en établissant entre eux des règles fixes et invariables pour leur administration intérieure rende à leur compagnie une existence légale ;

Considérant qu'il existe entre lesdits marchands et propriétaires une société forcée et involontaire pour le flottage de leurs bois, puisqu'il est libre à toutes personnes de jeter dans le flot leurs bois à bûches perdues, pour être rendus et tirés sur les ports depuis Armes jusqu'à Lucy, et qu'ainsi il est impossible de ne pas avoir indistinctement tous les bois composant le flot ;

Considérant que tous ceux qui ont mis du bois dans le flot

participant également aux avantages de l'administration générale de ce commerce, puisqu'ils reçoivent sur les ports de l'Yonne la portion de bois qui est à leur marque après la mise en état de chaque flot ; considérant qu'il résulte de cet avantage commun, que chacun des marchands et propriétaires des bois, doit contribuer à la dépense commune en proportion des avantages qu'il en retire ;

Considérant qu'une société dont les membres se renouvellent sans cesse, sans qu'il soit nécessaire d'obtenir le consentement des personnes qui composaient la société primitive, et dont la durée de l'existence doit être égale à celle du commerce qui en est l'objet, doit avoir des règles fixes et invariables, qui confondent les intérêts passés, présents et futurs, soient obligatoires pour tous, quelle que soit l'époque de l'admission dans la société ; que s'il en était autrement, ces mêmes règles, comme dans les circonstances présentes, sans cesse contestées et souvent modifiées dans l'intérêt privé de quelques personnes, compromettraient les intérêts de plusieurs et même l'existence de la société qu'elles étaient destinées à perpétuer ;

Considérant que l'homologation du gouvernement peut seule donner à ces règles le degré de stabilité et d'authenticité nécessaires pour être exécutées suivant leur forme et teneur, sans qu'aucun puisse prétendre ne pas les connaître ou objecter le défaut de participation de sa part ;

Ont arrêté, etc.

. . . .

L'administration ne s'est du reste jamais désintéressée du droit de contrôle du flottage à bûches perdues, témoin la lettre du Directeur général des Ponts et Chaussées en date du 29 octobre 1807.

Le flot sur la rivière d'Yonne ou grand flot part habituellement d'une portion de cette rivière située entre les deux points appelés l'un l'étang d'Yonne et l'autre la Planche-d'Aringette (voir la carte, page 226[bis]) pour arriver destination aux ports de Clamecy (Nièvre) et de Crain (Yonne).

C'est à partir de la Planche-d'Aringette que l'Yonne mérite véritablement le nom de rivière.

E. de Corbelin
Corbelin
la Chapelle St André
E. de Sozay
Gd Sozay
Pt Sozay
Courcelle
Trucy
Oisy
Breugnon
Moulot
Druye
D'YON
Ouagne
Rix
Pressure
Andrie
Beauvy
Clamecy
La Forêt
Cuncy
Chevroches
Surgy
Armes
Pousseau
Coulanges
Dornecy
Crain
Maison Dieu
La Place
Asnières
Mailly le Chateau
Chatel Censoir
Le Saussois
Brosses
Trucy
Crisenon
Bazarne
Mailly la Ville
Sery
Prégilbert
Ste Pallaye
St Pere
Vezelay
Asquin
Accolay
Cravant
Villapourçon
Cure
Bessy
Blannay
Domecy le Vault
St More
Grotte
Arcy
Reigny
Vermenton
Givry
Voutenay
Sermizelle
Le Vault
Pontaubert
Avallon
Vaudebouche
Sauvigny
YONNE
SAON
Cussy-les-Forges

Une première opération, celle du flottage sur les ruisseaux affluents de la haute Yonne près des sources de cette rivière consiste à amener les bois sur ces deux points depuis les lieux de dépôt ou ports qui existent en grand nombre le long des rives de tous ces petits affluents.

Seulement on doit distinguer parmi ces ruisseaux, affluents de la haute Yonne, ceux dont le confluent est en amont de la Planche-d'Aringette et ceux dont le confluent est en aval de ce point.

Le premier groupe constitue un faisceau très serré de rayons presque convergeants, du moins les points où ces ruisseaux débouchent dans l'Yonne, s'échelonnent à peu de distance et dans la partie de cette rivière qui présente des pentes exceptionnellement fortes.

Le second groupe comprend des affluents plus clairsemés sur le parcours de l'Yonne et situés dans la région où cette rivière a déjà un cours plus régulier et moins rapide et, en même temps, un débit plus fort.

Les ruisseaux du premier groupe servent à la fois aux transports des bois sur leurs parcours jusqu'au confluent avec l'Yonne et au flottage sur la rivière d'Yonne, ce que l'on conçoit aisément en raison de leur situation topographique que nous venons de définir.

Les autres ne servent en général qu'au transport des bois jusqu'au confluent avec l'Yonne sans aider par leurs eaux au transport sur la rivière principale.

CHAPITRE I.

FLOTTAGE SUR LES RUISSEAUX AFFLUENTS DE LA HAUTE YONNE.

La consistance de ce premier réseau de flottage comprenant les ruisseaux des deux groupes de la haute Yonne peut se résumer dans le tableau suivant :

NOMS DES RUISSEAUX	POINT OÙ COMMENCE LE FLOTTAGE	DISTANCE de ce point à l'embouchure	PENTE moyenne par mètre	PORTS RENCONTRÉS SUR LE RUISSEAU	DISTANCES de chaque port au précédent mesurées suivant l'axe du ruisseau	DISTANCES du port à l'origine du ruisseau	SITUATION des PORTS sur CHAQUE RIVE	OBSERVATIONS
1° Groupe des ruisseaux en amont de la Planche-d'Aringette.								
		kilom.	mètres		kilom.	kilom.		
Partie supre de l'Yonne nommée ruisseau de Belleperche, en amont de l'étang d'Yonne	Port des Lamberts.	8,00	0,035	Port des Lamberts	»	»	Rive droite.	
				— des Moines	2,00	2,00	— gauche.	
Ruiss. de la Proye	— de la Proye	8,00	0,025	— de la Proye	»	»	— —	
				Grand port	4,00	4,00	— —	
— des Moines	Étang des Moines	1,00	»	Port des Moines	1,00	»	»	
— de Préperny	Port Préperny	3,00	0,025	— Préperny	»	»	Rive gauche.	
— de la Mothe	Moulin de la Tournelle	6,00	0,025	— de la Tournelle	»	»	— —	
— de Fachin	Port de Fachin	3,00	0,030	— de Fachin	»	»	— —	
				— de Bouttu	0,50	0,50	— —	
— du Touron	— du Touron	8,00	0,037	— du Touron	»	»	— droite.	
				— des Grenouilles	1,00	1,00	— —	
				— du Pontot	3,00	4,00	— gauche.	
				— Buteau	2,00	6,00	— —	
— du Grivaux	— du Grivaux	5,00	0,022	— de Grivaux	»	»	Deux rives.	
				— de Cresson	1,00	1,00	—	
				— de la Vieille	2,00	3,00	Rive gauche.	
— du Reinache	Pont de Reinache	8,00	0,036	— du pont de Reinache	»	»	— —	
				— Villard	1,00	1,00	— —	
				Grand port	1,50	2,50	— droite.	
				Port des Brebis	2,00	4,50	— —	
— des Golots	Port des Golots	3,00	0,033	— des Golots	»	»	Deux rives.	
				— de Gevras	2,00	2,00	Rive gauche.	
— de Velnay	— de Velnay	4,00	0,033	— de Velnay	»	»	Deux rives.	
				— [illegible]	0,80	0,80		

— de la Montagne.	— de la Montagne.	8,00	0,030	— de la Turelée.	1,00	2,00	— gauche.
				— Noir.	2,00	4,00	— droite.
				— de la Chaume-Triloire. . .	2,00	6,00	— —
— de Martelé. . . .	— de Martelé . . .	5,00	0,028	— Martelé.	»	»	— —
				— Chaumas.	2,00	2,00	— —
				— de la Près.	2,00	4,00	— —
				— de la Chapelle-Faubouloin	»	»	Deux rives.
Rivière d'Houssière . .	Chapelle de Faubouloin	11,00	0,020	Grand port.	3,00	3,00	—
				Port du pont de la Semelle. . .	2,00	5,00	Rive droite.
				— du gué de Port-Froid. . .	2,00	7,00	— —
				— du Port-Colas.	3,00	10,00	— gauche.
Total.		81,00					
2e Groupe des ruisseaux en aval de la Planche-d'Aringette.							
Ruisseau d'Ansin. . . .	Port d'Ansin.	4,00	0,025	Port d'Ansin.	»	»	Rive droite.
				— de la Bruyère	3,00	3,00	— gauche.
— de Minage . .	— de Minage . . .	6,00	0,027	— de Minage	»	»	— —
				— Miloins.	1,00	1,00	— droite.
				— Bondit	0,50	1,50	— gauche.
Rivière de la Baye. . .	— de la Baye. . .	6,00	0,007	— de la Baye.	»	»	Deux rives.
				— de Champcommun.	4,00	4,00	Rive gauche.
				— de l'Etang	»	»	— droite.
— du Bruix. . . .	Moulin du Bruix . .	11,50	0,013	Grand port.	0,50	0,50	— gauche.
				Port de l'Axence	1,00	1,50	— —
				— des Prônes.	3,00	4,50	— —
— d'Anguison. . .	Port de Rhuère. . .	25,00	0,009	— de Rhuère.	»	»	»
				— de Drouillien.	2,50	2,50	»
				— de La Roche.	2,00	4,50	»
				— de Roffigny	1,00	5,50	»
				— de Vauprince	1,00	6,50	»
				— de Trébuchet	0,70	7,20	»
				— de Creteuil.	1,00	8,20	»
				— de la Planchette.	1,00	9,20	»
				— de Montbaron.	2,50	11,70	»
				— de la Croisette.	1,80	13,50	»
				— de Montliffé	2,00	15,50	»
				— du gué Roussard	1,50	17,00	»
Ruisseau d'Aussoy. . .	Port du Goulot . . .	12,00	0,019	— du Goulot	»	»	»
				— de la Vallée	»	»	»
				— de Marnay.	»	»	»
Total		64,50					

La superficie totale des ports des ruisseaux affluents de la haute Yonne est de 32 hectares environ. Cette superficie est occupée complètement chaque année.

Ce réseau, auquel il faut ajouter 100 kilomètres pour la haute Yonne proprement dite de l'étang d'Yonne à Clamecy et à Crain, comprend donc un développement total de 245 kilomètres dans un même bassin.

Sur cet ensemble de ruisseaux et rivières l'organisation des opérations de transport et la surveillance de l'entretien des voies relève de la Compagnie de la haute Yonne. Toutefois au point de vue de la comptabilité il y a une différence entre les ruisseaux affluents de la haute Yonne et les 100 kilomètres de cette rivière parcourus par le grand flot.

Sur les ruisseaux de la haute Yonne les dépenses de flottage sont payées directement par chaque marchand de bois aux entrepreneurs de la Compagnie à prix débattus et convenus tandis que pour le flot de l'Yonne proprement dit ou grand flot, les dépenses sont effectuées par la Compagnie elle-même et remboursées à cette Compagnie par les marchands, au prorata des quantités de bois transportées pour eux.

Ainsi, au point de vue comptable les deux opérations du flottage sur la haute Yonne d'une part, et sur ses affluents supérieurs d'autre part, sont absolument distincts, de même qu'elles sont complètement scindées en fait.

Examinons maintenant le détail des opérations du flottage sur les ruisseaux affluents de la haute Yonne.

Sur ces ruisseaux le flottage consiste à jeter des bûches au fil de l'eau au moment où l'on effectue une lâchure et où l'on crée ainsi une onde apte à transporter les bois soit jusqu'au confluent du ruisseau avec l'Yonne, soit jusqu'aux points situés en aval sur ce même ruisseau

où débouchent une série d'autres étangs dont les lâchures doivent être combinées avec la première.

Ces manœuvres reçoivent dans le langage du pays, la dénomination caractéristique de « *courues d'eau* ».

Les étangs utilisés pour les opérations sur les ruisseaux de la haute Yonne se divisent, comme les ruisseaux, en deux groupes distincts :

I. Ceux qui sont situés en amont de la Planche-d'Aringette et dont les lâchures ont un double but :

1° Rendre ces ruisseaux flottables et assurer le transport des bois jusqu'à la rivière d'Yonne (partie comprise entre l'étang d'Yonne et la Planche-d'Aringette) ;

2° Rendre l'Yonne elle-même flottable au moment du grand flot depuis la Planche-d'Aringette jusqu'à Clamecy.

II. Ceux qui sont situés en aval de la Planche-d'Aringette qui ne servent en général qu'au flottage sur les affluents sur lesquels ils sont établis.

Aux points où ces affluents du second groupe débouchent dans l'Yonne, cette rivière est flottable par elle-même et par le secours des étangs du premier groupe d'affluents. Par conséquent les étangs de cette dernière catégorie ne sont pas utilisés en grand et avec ensemble.

Ces étangs du second groupe de ruisseaux ne servent qu'isolément pour des transports essentiellement locaux, et en fait assez rarement.

L'ensemble des étangs des affluents de la haute Yonne est donné dans le tableau suivant :

NOMS DES RUISSEAUX	MOMS DES ÉTANGS	SUPER-FICIE des étangs	HAUTEURS maxima des digues	PROFON-DEURS maxima	VOLUME D'EAU par étang	VOLUME D'EAU par ruisseau	TEMPS nécessaire pour vider	DURÉE du remplissage en hiver	DURÉE du remplissage en été	TEMPS que met l'eau de l'étang pour aller à l'embouchure	TEMPS que met l'eau de l'étang pour aller à l'Yonne
	Étants en amont de la Planche-d'Aringette.										
Ruiss. de Belleperche.	de Belleperche supr.	3.450m2	»	4m,50	5.175m3		2h »	48h	3 à 4 jours	»	1 30 à 2h »
	— infr.	4.800	»	4 ,10	6.720	26.385m3	1 15				
	des Moines	5.390	»	5 ,70	10.780		1 45	36	4 à 5 jours	»	1 15 à 1 40
	des Roches	2.650	»	4 ,15	3.710		» 45	36	—	»	1h
Ruiss de la Proye et Préperny	de la Proye	7.700	»	4 ,50	11.550		1 » à 1h 15	48	15 jours	»	1 30 à 1h 55
	de Préperny	9.940	»	4 ,20	14.115	32.779	1 15 à 1 30	2 à 3 jours	8 à 12 jours	»	1 30 à 1 50
	de Maubré	3.952	»	5 ,40	7.114		» 30 à » 45	—	—	»	1 10 à 1 40
Ruiss. de la Motte	Chauvau	4.680	»	2 ,60	4.680		» 30 à » 50	36h	6 à 8 jours	»	1 » à 1 30
	de la Mothe	7.280	»	3 ,60	8.736	63.816	1 » à 1 15	24	3 jours	»	» 40 à » 50
	de l'Yonne	2.400	»	6 ,10	50.400		3 » à 6 »	24		»	»
— de Fachin	de Fachin	8.370	»	4 ,50	12.555	12.555	1 » à 1 15	24	3 à 4 jours	»	» 40 à »h 50
— du Touron	du Touron	7.200	»	5 ,60	15.400		1 15 à 1 45	3 à 4 jours	10 jours	»	1 15 à 1 45
	des Grenouilles	3.570	»	5 ,10	6.069	30,511	» 30 à » 45	48h	8 jours	»	—
	Neuf	2.970	»	6 ,55	6.534		» 45 à 1 »	48	—	»	1 » à 1h 25
	Saulcerge	1.320	»	5 ,70	2.508		» 20 à » 30	24	—	»	—
— de Reinache	de Reinache	3.540	»	5 ,20	6.018	6.018	» 45 à 1 »	36	4 jours	1 » à 1h 40	2 15 à 3h 40
— des Golots	des Golots	2.508	»	4 ,85	4.013	4.013	» 35 à » 45	42	3 à 4 jours	» 55 à 1 35	2 10 à 3 35
— de Grivaux	de Grivaux	5.040	»	5 ,60	8.574	8.574	1 » à 1 20	36	—	» 50 à 1 30	2 15 à 3 30
— de la Montagne.	de la Montagne	11.020	»	3 ,80	14.326	14.326	1 30 à 2 »	48	6 jours	1 15 à 2 »	2 30 à 4 »
— de Velnay	de Velnay supérr	3.400	»	3 ,90	4.420		» 35 à » 45	36	3 jours	—	—
	— inférr	3.015	»	3 ,45	5.105	14.019	1 » à » 45	36	—	»	»
	de Bréchou	2.568	»	5 ,20	4.494		» 35 à » 40	60	8 jours	1 5 à 1h 45	2 20 à 3h 45
— de Martelé	de Martelé	7.750	»	3 ,90	10.075	19.765	1 15 à 1 40	48	8 à 10 jours	» 45 à 1 15	2 » à 3 15
	de Contentin	5.700	»	4 ,90	9.690		1 » à 1 20	3 jours	15 jours	» 35 à 1 »	1 50 à 3 »
— de la Brouelle.	de la Brouelle	3.784	»	5 ,10	7.568	7.568	1 » à 1 20	12h	36h	» 20 à » 30	1 » à 1 30
Total des eaux provenant des étangs en amont de l'Aringette						240.329m3					
	Étangs en aval de la Planche-d'Aringette.										
Ruiss. d'Ansin	d'Ansin	4.985m2	»	3m,80	6.314m3	6.314m3	»	»	»	»	»
— du Minage	de Minage	2.890	»	3 ,45	3.457	3.457	»	»	»	»	»
— du Bruix	du Bruix	17.925	»	3 ,50	20.912	20.912	»	»	»	»	»
— de la Baye	de la Baye	19.955	»	3 ,25	21.284	21.284	»	»	»	»	»
Anguison. de Ruère	de Ruère	3.450	»	3 ,00	3.450		»	»	»	»	»
Anguison. —	de Lacomme	5.450	»	2 ,90	1.580		»	»	»	»	»
Anguison. de Roche	des Chouettes	4.000	»	4 ,00	5.333		»	»	»	»	»
Anguison. —	Gautherot	1.750	»	3 ,40	5.950	66.640	»	»	»	»	»
Anguison. —	de la Roche	2.300	»	4 ,20	3.220		»	»	»	»	»
Anguison. d'Anguison	de Vauclais	40.000	»	3 ,00	40.000		»	»	»	»	»
—	de Passeaux	5.200	»	4 ,10	7.107		»	»	»	»	»
— d'Aussois	du Goulot	80.000	»	4 ,00	10.066	106.067	»	»	»	»	»

Hauteur et vitesse des eaux par suite des lâchures des étangs. — Le tableau ci-contre donne la vitesse des eaux par suite de la lâchure des étangs. Quant aux hauteurs d'eau correspondantes elles varient continuellement soit par suite de l'abondance des eaux, soit par le remous produit par la plus ou moins grande masse de bois mise dans les ruisseaux. Sur les ruisseaux les bûches ne flottent pas, elles sont roulées par les eaux et charriées ; $0^m,20$ à $0^m,30$ de hauteur d'eau suffisent pour entraîner les bois.

Les étangs désignés au tableau précédent sont ceux dont on se sert habituellement pour le flottage.

La Compagnie du flottage possède les cinq étangs des Roches, Étang-Neuf, Reinache, Brechon et Contentin, a des arrangements avec les propriétaires des autres étangs et l'on verra plus loin à propos de la détermination du prix de revient sur quelles bases on traite.

Quand la Compagnie du flottage a besoin de se servir d'autres étangs, elle emprunte les eaux de ces étangs en vertu de l'ordonnance de 1672, chapitre XVII, dont l'article 5 est très explicite à cet égard. On peut noter aussi à ce sujet la lettre du Directeur général des Ponts et Chaussées du 29 octobre 1807, document déjà cité.

Ces emprunts à des étangs autres que ceux que la Compagnie du flottage possède elle-même ne s'étendent guère en fait qu'aux étangs du premier groupe en amont de la Planche-d'Aringette.

Les emprunts aux étangs du second groupe sont tout à fait exceptionnels.

Les indemnités à allouer aux propriétaires des étangs sont réglées à dire d'experts conformément aux dispositions de ces règlements et instructions.

Ces étangs qui servent à déterminer ou à soutenir les courues d'eau ont des capacités assez restreintes variant de 2.500^{m^3} à 50.400^{m^3}. Il faut deux ou trois jours pour

les remplir, tandis que deux ou trois heures suffisent pour les vider.

On voit donc par ce simple exposé des faits que si chaque acheteur de bois intéressé au transport du bois acquis organisait à son gré les courues d'eau pour les besoins personnels de son exploitation, l'ensemble des transports deviendrait onéreux en raison de l'importance des dépenses par rapport au cube transporté et la plupart du temps impossible faute d'un aménagement convenable des ressources alimentaires.

D'où la nécessité :

1° De l'association pour les transports en commun de ces bois même sur les petits ruisseaux ;

2° De la réglementation de ces transports en vue de les effectuer avec ensemble et méthode.

Les opérations de ce flottage ainsi compris consistent: dans le jetage, la surveillance de la translation des bois, le repêchage et l'empilage sur les ports de la haute Yonne.

Ces opérations communes à tous marchands de bois intéressés sont effectuées à l'entreprise et régies par un cahier des charges.

On peut également citer la sentence du bureau de la Ville de Paris en date du 19 août 1766 pour établir que la manière ancienne de procéder au sujet de ce flottage n'a pas varié depuis une époque fort éloignée.

Le flottage sur les petits ruisseaux s'effectue généralement à l'automne. C'est à la foire tenue à Château-Chinon le 1er novembre que se vendent chaque année les bois amenés ou empilés sur les petits ruisseaux.

Lorsque après la conclusion des transactions et eu égard à l'état des ruisseaux, dans la saison pluvieuse, l'entrepreneur de flottage pense qu'il y a lieu d'organiser le flottage, il prévient le Garde de la Compagnie qui examine de son côté s'il juge la chose opportune.

Dans l'affirmative ce Garde en informe l'Agent général qui fait apposer les affiches pour fixer le jour et prévenir tous les propriétaires intéressés.

A l'époque fixée le Garde fait ouvrir les étangs et surveille l'exécution du flottage par l'Entreprise.

Les bois arrivent donc ainsi sur la rivière principale pour la plus grande partie, dans la région située entre l'étang d'Yonne et la Planche-d'Aringette et en outre aux confluents des ruisseaux des affluents du second groupe avec l'Yonne. Enfin, un certain cube de bois assez faible est amené directement par voie de terre sur les bords de la rive principale.

Tous ceux de ces bois qui ont subi un premier flottage sont alors tirés et réempilés sur les rives en attendant sur différents points des berges de la rivière le flot général de l'Yonne qui doit le prendre et les conduire tous ensemble à Clamecy.

Là ces bois ont le temps de sécher et ont moins de chances de couler à fond pendant le transport par le flot général qui a habituellement lieu vers le mois de mars.

L'entreprise du flottage doit entretenir les ruisseaux en bon état. Toutefois quand il s'agit d'améliorations importantes, la Compagnie prend à sa charge la plus grande partie des dépenses.

Le flottage sur les ruisseaux de la haute Yonne porte sur 90.000 stères de bois. Il correspond à 405.000 tonnes kilométriques en moyenne.

Le prix de revient par stère, est variable avec la distance parcourue entre les limites extrêmes de $0^{f},15$ et $0^{f},65$ soit $0^{f},30$ et $1^{f},30$ par tonne, ce qui, à raison d'une distance moyenne de 9 kilomètres, correspond à $0^{f},089$ par tonne et par kilomètre.

Les dépenses totales de ces transports s'élèvent donc immédiatement à une moyenne de 36.000 francs.

Le prix de 9 centimes environ par tonne, par kilomètre,

peut paraître *a priori* élevé ; mais il reste encore loin du prix de transport par voie de terre qui est de 0f,30 au minimum et encore en supposant que le retour ne s'effectue pas à vide. La dépense par kilomètre sur routes serait même assurément bien supérieure à ce minimum de 0f,30 dans une région aussi accidentée.

On ne saurait songer non plus à ramifier des voies ferrées en tout sens au travers de ces forêts sauvages du Morvan.

Donc aucun autre mode de transport ne pourrait donner des prix aussi bas dans une semblable région. Mais il faut noter qu'il s'agit d'un mode de transport spécial à la descente et qui ne comporte aucune remonte.

De plus, il est fort long, car les bûches ne circulent sur les petits ruisseaux qu'à l'aide d'éclusées toujours discontinues et parfois rares dans les périodes de sécheresse.

CHAPITRE II.

FLOTTAGE SUR LA RIVIÈRE D'YONNE AU GRAND FLOT.

Cette opération consiste à transporter en moyenne 90.000 stères de bois depuis l'étang d'Yonne et autres ports d'arrivée des flots des petits affluents jusqu'au ports de Clamecy et de Crain, sur une distance extrême de 100 kilomètres.

Cette opération s'effectue au moyen des eaux propres à la rivière d'Yonne et des eaux provenant des affluents en amont de la Planche-d'Aringette et des lâchures des étangs situés sur ce groupe d'affluents.

La longueur moyenne de ces transports dont tous ne sont pas à distance entière est de 80 à 90 kilomètres selon les années.

L'opération porte donc sur 4.050.000 tonnes kilométriques.

Elle s'effectue sous la direction de la compagnie de la Haute-Yonne et a lieu généralement au mois de mars après avoir été autorisée par arrêté préfectoral rendu sur la demande adressée au Préfet par l'agent général de la compagnie. Le Préfet statue après avis des Ingénieurs de la navigation qui prennent alors leurs dispositions :

1° Pour laisser pénétrer le flot sur les ports de tirage;

2° Pour laisser passer ce flot au passage à niveau qui existe entre le canal du Nivernais et l'Yonne, à Basseville ;

3° Pour supprimer la prise de l'eau dans l'Yonne au moyen de la rigole d'Yonne, pendant la durée de la cirlation du flot.

Cette dérivation de l'Yonne conduit au canal du Nivernais en moyenne 60.000 mètres cubes d'eau par jour (soit 694 litres par seconde), c'est-à-dire le cube nécessaire à l'alimentation ordinaire du bief de partage. Les quatre étangs situés autour de ce bief et qui, réunis, contiennent à pleine tenue un cube total de 7.000.000 de mètres cubes d'eau environ, ne constituent qu'une réserve à laquelle on est obligé d'avoir recours soit pendant les sécheresses, soit pendant la période du flot.

On restitue donc à la rivière d'Yonne pendant cette période son débit naturel tout entier.

Flottage sur l'Yonne. — L'opération du flottage comprend les manœuvres de détail suivantes :

Le jettage sur les ports de départ;
L'écoulage;
Le tirage. . . . . }
Le triage ou tricage. . . . . } sur les ports d'arrivée;
L'empilage ou mise en état. }
Le repêchage des bois restés enroulés au fond du lit appelés bois canards.

Principaux ports. — Les principaux ports de départ sur l'Yonne supérieure sont indiqués dans le tableau ci-après :

NOMS DES RUISSEAUX	POINT où COMMENCE le FLOTTAGE	DISTANCE de ce point à l'embouchure	PENTE moyenne par mètre	PORTS RENCONTRÉS SUR LE RUISSEAU	DISTANCES de chaque port au précédent mesurées suivant l'axe du ruisseau	DISTANCES du port à l'origine du ruisseau	SITUATION des PORTS sur CHAQUE RIVE	OBSERVATIONS
Rivière d'Yonne.	Étang d'Yonne.	46km	»	Port de l'étang d'Yonne. .	»	»	Deux rives.	
				— de la Roche.	3km	3km	Rive gauche.	
				— de Charreau	2	5	Deux rives.	
				— des Attraits.	2	7	Rive droite.	
				— du Pont-Cornette . . .	2	9	Deux rives.	
				— de l'Homme	1	10	Rive gauche.	
				— du Gué.	1	11	— droite.	
				— du Chêne	2	13	— gauche.	
				— du Pont-de-Pierre. . .	3	16	— —	
				— d'Aringette	2	18	— droite.	
				— de Blaizy.	2	20	— —	
				— du Gué-au-Loup. . . .	2	22	— gauche.	
				— de Prébertin	2	24	— droite.	
				— de Pannetière	1	25	— —	
				— du Gué-Guilloux. . . .	3	28	— —	
				— des Chaumes-d'Oussy.	2	30	— —	
				— des Hâtes.	2	32	— —	
				— des Ychards	1	33	— gauche.	
				— des Mortes.	0,500	33,500	— droite.	
				— de la Chapelle	1	34,500	— gauche.	
				— de Bellevault.	0,500	35	— —	
				— des Michots	2	37	— droite.	

Jettage. — Le jettage doit se faire avec mesure suivant l'état des eaux et de manière à éviter les embâcles.

Quand les eaux sont fortes le jettage peut se faire d'une manière continue.

Sinon il faut procéder, comme sur les petits ruisseaux, au moyen de courues d'eau, au moyen de lâchures provenant des étangs, des ruisseaux supérieurs ou des étangs des affluents de l'Yonne situés entre les ports de départ et les ports d'arrivée, tels que les rivières l'Armance et l'Anguison, par exemple.

Les bûches s'arrêtent toujours pour une proportion notable le long des bords et forment ce qu'on appelle les bordures.

Les bordures se produisent d'autant plus que les eaux sont plus basses.

L'écoulement du flot n'arrive à être régulier que quand les bordures sont formées. Des équipes d'ouvriers armés de gaffes légères appelées picots veillent d'ailleurs à ce que les bordures se forment régulièrement, puis lorsque le gros de l'écoulage a eu lieu, ils rejettent les bordures vers le milieu de la rivière en commençant par l'amont de manière à former ainsi l'arrière du flot.

Ces mêmes ouvriers sont chargés de prévenir les embâcles, le déversement des bûches sur les terres riveraines, les engorgements au passage des ponts, vannes et pertuis et ils préviennent ainsi les inondations des propriétés riveraines et les indemnités pour dommages qui en seraient la conséquence.

Aussi en raison de l'importance de ces opérations et de la nécessité d'une conduite continue, a-t-il été permis de tout temps d'y procéder même les dimanches et fêtes.

Tirage. — Les bois une fois arrivés au port du tirage sont retenus par des arrêts ou alingres, sortes de barrages mobiles sommaires disposés en arêtes de poisson à pointes dirigées vers l'amont à partir de chacune des berges de la rivière, de manière à faire converger, vers chaque portion de rive comprise entre deux alingres consécutives, les bûches qui arrivant, lentement au fil de l'eau, s'engagent au hasard de la dérive tantôt dans l'un, tantôt dans l'autre de ces angles formés par le barrage d'une part et la berge d'autre part.

C'est une manière de tirer les bûches entre les différents ateliers de tirage, et de permettre le fonctionne-

ment simultané d'un grand nombre de ces ateliers de tirage.

Le travail de tirage est exécuté par des ateliers composés de huit à dix hommes qui relèvent de l'entreprise du flottage, et pour permettre de mettre en œuvre un grand nombre d'ateliers on ouvre partiellement la ligne d'arrêt de manière à laisser pénétrer une partie des bois un peu plus en aval en retenant d'ailleurs, les bûches qui ont ainsi dépassé l'arrêt par des pièces de bois appelées allingres.

On fait ainsi avancer progressivement les bûches dans le port de tirage sur les deux rives duquel se trouvent les ateliers de tirage qui occupent chacun 20 à 30 mètres et procéder à un premier empilage en piles parallèles à la rivière dans la zone correspondante.

Triage ou tricage. — On procède ensuite au triage appelé tricage dans la langue des marinières, c'est-à-dire à la séparation des bois suivant les marques que portent les bûches indiquant le marchand de bois qui en était propriétaire au départ du flot.

Ce travail est généralement confié à des femmes ou des enfants.

Empilage ou mise en état. — Puis vient l'empilage définitif, par marque, perpendiculairement à l'axe de la rivière et établies conformément aux règles minutieuses de l'ordonnance de 1672 déjà citée.

Ces prescriptions peuvent sembler bien gênantes pour la liberté des transactions, et en effet on pourrait laisser actuellement aux négociants plus de latitude pour le rangement de leurs bois sur les ports. Mais il faut reconnaître d'abord que l'organisation de 1672 constituait un très grand progrès par rapport au régime antérieur, alors que l'initiative privée n'était pas suffisamment développée

pour suppléer à la réglementation et, en second lieu, comme les bois sont appelés à être vendus sur les ports de tirage avant leur transport à destination de Paris, l'uniformité dans le rangement facilite l'examen de la quantité et de la qualité des bois.

Enfin, tant que les ports destinés à recevoir ces bois ne seront pas des ports publics appartenant à l'État mais des dépôts créés en vertu d'une servitude spéciale, on ne saurait laisser les marchands de bois étendre à leur gré cette servitude sur les terres riveraines par suite d'une mauvaise utilisation des emplacements mis à leur disposition. Il faut, au contraire, que ces emplacements reçoivent leur maximum d'utilisation.

Au surplus, les prescriptions de l'ordonnance royale de 1672 ont été conservées par les règlements des gouvernements qui ont succédé à l'ancienne monarchie, ainsi que le témoignent les arrêtés du 3 nivôse an VII, 7 floréal an X, 14 frimaire an XII et 13 nivôse an V.

Il est seulement à noter qu'aux termes d'un arrêté du Directoire du 3 nivôse an VII, les bois doivent être mesurés non plus à la corde mais au décastère.

Les bûches amenées par le flot sur les ports de tirage doivent avoir une longueur uniforme de $1^{m},137$ (3 pieds, 6 pouces). Il en faut pour former un décastère 3 mètres de hauteur sur 3 mètres de couche ou de longueur horizontale dans le sens perpendiculaire à la longueur des bûches.

Les piles définitives doivent recevoir une hauteur uniforme de 3 mètres et contenir un nombre exact de décastères ; elles doivent donc avoir en longueur un nombre de mètres divisible par 3, c'est-à-dire 3, 6, 9, 12, 15 ou 18 mètres, par exemple. Mais cette longueur doit être portée à 30 mètres toutes les fois que le permet la configuration du terrain.

Elles sont terminées à leurs deux extrémités par deux

grillons, c'est-à-dire des portions de piles où les bûches sont empilées par lits alternatifs tantôt dans le sens des bûches du reste de la pile, tantôt dans le sens perpendiculaire.

Cette disposition permet d'arrêter verticalement les parements des piles à leurs deux extrémités.

On doit laisser entre les piles une distance de $0^m,60$ (deux pieds) pour le passage intermédiaire.

On a admis également des piles de $1^m,50$ de hauteur pour faciliter le chargement des bois en bateau. Dans ce cas la longueur de couche correspondant à une corde est de 6 mètres.

Les gardes-ports doivent avoir des règles de 3 mètres dûment étalonnées afin de vérifier l'exactitude de l'empilage.

Repêchage des bois canards. — Cette opération prévue déjà par l'ordonnance de 1672 doit avoir lieu dans les 40 jours qui suivent le passage du grand flot ; l'agent général de la compagnie fait procéder à cette opération par telles personnes qu'il juge bon.

Ces bois canards sont empilés en grillons le long des propriétés riveraines, sans que les propriétaires puissent réclamer d'indemnité à ce sujet. Ils passent tout l'été à se sécher, restent malgré cela de qualité inférieure, ne sont jamais, pour cette cause, mélangés aux bois qui n'ont pas coulé à fond, mais ils sont jetés à l'eau à l'arrière-garde du flot de l'année suivante.

En cas de négligence par les marchands de bois de repêcher les bois canards, les propriétaires riverains de l'Yonne peuvent procéder eux-mêmes à cette opération après le délai de 40 jours, à charge toutefois de laisser le bois sur le bord des rivières.

Ce repêchage doit leur être payé à dire d'experts par les marchands de bois, en tenant compte alors de la va-

leur des terres occupées et du temps de l'occupation. Mais il est défendu aux riverains d'enlever les bois à peine d'être déchu de remboursement pour le repêchage, et d'une condamnation à la restitution du quintuple de la valeur des bois enlevés et que les marchands peuvent faire rechercher (ordonnance de 1672, chapitre XVII, article 10).

On voit combien les anciens règlements favorisaient l'activité apportée dans le transport des approvisionnements destinés à la capitale et protégeaient sévèrement ces approvisionnements contre toute tentative de détournement.

Passage de ***Basseville***. — La rivière d'Yonne qui apporte le flot au-delà de Clamecy, dans les ports de Crain et Coulanges, traverse en amont le canal du Nivernais au barrage de Basseville.

Le passage du flot étant incompatible avec la navigation continue sur le canal du Nivernais, il a fallu réglementer les droits réciproques des deux genres de transport. Tel a été l'objet du règlement du 2 septembre 1859 approuvé le 9 août 1861.

Aux termes de ce règlement, pendant la période du flot qui dure de quinze à trente jours, la navigation sur le canal a lieu deux jours par semaine et est interrompue le reste du temps.

Cette forte proportion de temps pendant lequel la rivière est libre et le canal fermé est consacrée à assurer le passage du flot.

Nous joignons au présent mémoire les plans de ces ports d'arrêt et de tirage à l'échelle de $\frac{1}{20.000}$ (Pl. 57).

Le tableau suivant donne une idée de la vitesse de translation du grand flot qui a généralement lieu au mois de mars :

DÉSIGNATION DES SECTIONS OU POINTS PRINCIPAUX	DISTANCES		TEMPS QUE MET L'EAU pour aller d'un point à l'autre				OBSERVATIONS — PENTE PAR KILOMÈTRE
			PARTIEL		TOTAL		
	partielles	cumulées	Eaux fortes	Eaux ordinaires	Eaux fortes	Eaux ordinaires	
De l'étang d'Yonne :	km. m.	km. m	h. m.	h. m.	h. m	h. m.	Pendant les onze pre-
au Pont-Charot	5,300	5,300	1 »	1 30	1 »	1 30	miers kilomètres, la
à la Planche-d'Aringette	14,200	19,500	1 30	2 »	1 30	3 30	pente moyenne par kilomètre est de. 26m,62
à Montreuillon.	13,000	32,500	1 30	2 »	4 »	5 30	de ce point à
au Grand-Moulin, en face Épiry.	4,200	36,700	» 45	1 »	4 45	6 30	Marcilly de . . 5 ,52
au ruisseau de Sardy	10,000	46,700	1 15	1 45	6 »	8 15	de Marcilly à
à l'Anguison	12,000	58,700	3 30	4 30	9 30	12 45	Armes de. . . 1 ,30 d'Armes à la
à l'Armance	26,000	84,700	7 40	8 20	17 10	21 5	limite du dé-
à Clamecy	6,000	90,700	2 15	3 »	19 25	24 30	partement. . . 0 ,75

Le tableau ci-dessus fait connaître la vitesse de translation du flot sur la rivière d'Yonne. Cependant il arrive souvent, quand les eaux sont basses, que la marche est beaucoup moins rapide. Dans ce cas on est obligé de procéder par courues, lesquelles sont plus ou moins longtemps à se remplir. Parfois, pour amener 10.000 décastères de Château-Chinon à Clamecy, il faut compter trois semaines, quelquefois un mois. D'un autre côté, les courues ne se font que suivant le tirage sur les ports du bas. Pour éviter l'encombrement on ne fait descendre le bois qu'au fur et à mesure du tirage.

La vitesse de translation du flot est donc très variable, son maximum correspondant à un trajet de 20 heures est de 4k,500 à l'heure.

Un grand flot amène à Clamecy et Crain en moyenne de 80.000 à 100.000 stères de bois.

Recherchons, en partant de cette base, le prix de revient de ce transport :

Depuis l'étang d'Yonne, origine du grand flot, jusqu'à Crain, limite extrême où se retirent les bois, le cours de l'Yonne se partage au point de vue des dépenses du flot-

tage en huit sections dites « rejets », en raison des quantités de bois qui sont embarquées sur tout le cours de la rivière et des distances variables de parcours des divers cubes de bois qui arrivent en même temps à Clamecy.

Les huit rejets sont ainsi définis :

1° Rejet de l'étang d'Yonne, à l'étang d'Yonne même ;
2° Rejet de Pont-Charot, au pont-Charot ;
3° Rejet du Touron, à l'embouchure du Touron ;
4° Rejet d'Aringette, à la Planche-d'Aringette ;
5° Rejet du Bruix ou de la Baye, à l'embouchure du Bruix ;
6° Rejet d'Anguison, à l'embouchure de l'Anguison ;
7° Rejet de la Manse, à l'embouchure de l'Armance ;
8° Rejet de Crain, au pertuis de Crain.

Cette division a pour but de répartir les prix de revient du flottage. Ainsi, il est fait état de tous les bois qui passent à chaque rejet et de la dépense afférente à cette première opération; compris jettage, écoulage, frais d'eau, de personnel, etc.... Le total est ensuite réparti suivant chaque marque et au prorata de la quantité.

Mais il est possible d'établir un prix de revient portant sur le parcours total. Les éléments de ce prix de revient sont les suivants ; par exemple pour l'année 1888 :

1° *Embarquement du flot.* — Dans la pratique, l'opération de l'embarquement du flot se trouve confondue au point de vue de la dépense avec l'écoulage, comme nous le verrons tout à l'heure. Cependant, quand il s'agit simplement de l'embarquement, c'est-à-dire du jet des bois dans la rivière, le prix varie par stère, de 0f,05 à 0f,10 suivant que les piles sont plus ou moins éloignées de la rivière.

2° *Transport ou écoulement du flot.* — Au point de vue de la conduite du flot et même de l'embarquement,

presque tout le travail se fait à l'entreprise. De l'étang d'Yonne à Crain la rivière est divisée en 13 sections ou lots différents.

	francs
1er *lot.* — Ce lot, qui s'étend de l'étang de l'Yonne à l'embouchure du Touron est donné à l'entreprise pour le jettage, la conduite du flot et la repêche des canards moyennant une somme annuelle de	1.468
2e *lot.* — Le deuxième lot, qui s'étend du Touron à La Roche-du-Prébertin, est exploité en régie et cela à cause des nombreux ruisseaux qui y amènent leurs eaux. Les quantités étant très variables, une entreprise ferme est difficile. En 1888, la dépense pour cette partie s'est élevée à 6.867 francs que nous considérons comme moyenne, soit.	6.867
3e *lot.* — Ce lot, qui s'étend du Prébertin au ruisseau du Bruix ou la Baye, est entrepris à.	848
4e *lot.* — De la Baye à Bellevaut, entrepris à	600
5e *lot.* — De Bellevaut à La Chaise, entrepris à.	800
6e *lot.* — De La Chaise à Marigny, entrepris à	1.245
7e *lot.* — De Marigny à Mont, entrepris à.	1.050
8e *lot.* — De Mont à Raveton, entrepris à	750
9e *lot.* — De Raveton à Trois-Quartes, entrepris à. . . .	900
10e *lot.* — De Trois-Quartes à Brion, entrepris à.	625
11e *lot.* — De Brives à La Manse, entrepris à.	800
12e *lot.* — De La Manse à Armes, entrepris à.	300
13e *lot.* — D'Armes à Crain, exploité en régie en raison des difficultés particulières créées par le tirage sur les ports de Clamecy, Coulanges, etc. En 1888, la dépense de ce chef a été de.	4.076
Dépense totale pour la conduite d'un flot. . . .	20.329

Le cube du flot de 1888 était de 89.840 stères, soit une dépense moyenne de. . . . . . $\left\{\frac{20.329^{f}}{89.840^{st}}\right\} = \left\{\begin{array}{c}0^{f},23 \\ \text{par stère}\end{array}\right.$

La dépense détaillée ci-dessus est celle qui se produit en temps normal, c'est-à-dire quand toutes les opérations se font régulièrement. Il n'en est pas toujours ainsi. Souvent les opérations sont traversées par des débordements de la rivière qui dispersent les bois dans les

prés. Le repêchage entraîne un supplément sensible de dépenses qui modifie singulièrement les moyennes précédentes.

3° *Tirage et mise en état des bois sur les ports de Clamecy et de Crain.* — Le tirage et la mise en état ont coûté :

1° Tirage	16.956f,00
2° Mise en état	22.566 ,76
3° Bois de faix donnés aux associés. . . .	12.424 ,30
	51.947f,06

Ce même flot de 1888 avait amené 89.840 stères, d'où dépense par stère de $\frac{51.947\ 06}{89.840} = 0^{f},578$.

On voit à quels frais conduit l'application des règles minutieuses de l'ordonnance de 1672 ; par contre le bois se trouve sur les ports facile à reconnaître et à vendre pour les acheteurs de Paris, et c'est là une compensation appréciée des grands marchands de bois mais qui pèse lourdement sur le petit commerce qui fait usage des transports par eau dans le bassin de la Seine et des ports de ce bassin.

4° *Eau des étangs.* — Parmi les étangs qui contribuent au flottage de la Haute-Yonne, cinq seulement appartiennent à la compagnie, ainsi que nous l'avons vu.

Le commerce, usant des droits que lui donne l'ordonnance de 1672, prend l'eau des étangs des particuliers, moyennant indemnités.

Depuis de longues années ces indemnités ont été converties en abonnements, et la compagnie paie chaque année pour prendre l'eau toutes les fois qu'elle en a besoin, dans les ruisseaux de la Haute-Yonne :

1° Étangs	de Belleperche . . . . des Moines . . . . de Laproie	590f,00
2° Étangs de la Tournelle.		1.200 ,00
3° Étangs	d'Yonne. . . . . de la Motte . . . . de Maubrey.	375 ,00
4° Étang de Fachin		100 ,00
5° — de Préperny.		225 ,00
6° — de Morthelé.		350 ,00
7° — de Laveau.		200 ,00
8° Étangs du Bruix et de la Baye.		350 ,00
Total.		3.390f,00
En dehors de ces abonnements, le commerce prend de l'eau à d'autres étangs quand le besoin s'en fait sentir moyennant un prix fixé à l'avance par chaque pied d'abaissement du niveau à la bonde, soit de ce fait une dépense de.		1.000 ,00
Dépense totale pour les eaux de la Haute-Yonne.		4.390f,00
A quoi il faut ajouter pour l'eau des étangs de l'Anguison, savoir :		
1° Étangs de Rhuère, La Roche, Prébout, Vauclaix. .		1.100 ,00
2° — Lacomme et La Chouette		200 ,00
3° — de Passaux et Gautherot.		300 ,00
Total.		5.990f,00

Soit en moyenne par mètre cube d'eau empruntée et par stère. . . . . $\frac{5.990^{f}}{89.840^{st}} = 0^{f},06$

Frais de personnel. — La dépense annuelle pour le personnel (agent général, gardes, etc.) est de. . . .	10 862f,50
Indemnités et gratifications.	1.801 ,70
Total.	12.664f,20
Bois brûlé par les ouvriers. — La compagnie estime que le bois brûlé par les ouvriers sur les ports et le bois perdu est de.	20.000 ,00
Soit en total.	32.664f,20

Soit par stère. . . . . $\frac{32.664^{f},20}{89.840^{st}} = 0^{f},327$

Récapitulation des dépenses pour le flot de 1888.

NATURE DES DÉPENSES	DÉPENSES par flot	DÉPENSES par stère
	francs	francs
Embarquement et conduite du flot	20.329,00	0,23
Tirage et mise en état du flot	51.947,06	0,58
Eau des étangs employée au flot	5.990,00	0,06
Frais de personnel et bois brûlés sur les ports	32.664,20	0,33
Totaux	110.930,26	1,20

Dépense moyenne pour les flots de diverses années.

Comme confirmation de ce qui précède, les prix de revient des flots des diverses années sont les suivants :

Flot de 1878	(dépense par stère pour le parcours total)	1f,15
— 1879	— —	1 ,09
— 1880	— —	1 ,15
— 1881	— —	1 ,22
— 1882	— —	1 ,06
— 1883	— —	1 ,43
— 1884	— —	1 ,32
— 1885	— —	1 ,11
— 1886	— —	1 ,05
— 1887	— —	1 ,01
— 1888	— —	1 ,20

Prix de revient des transports à bûches perdues sur l'Yonne par kilomètre pour l'année 1888. — La distance moyenne de transport étant de 90 kilomètres, le prix moyen de transport par stère et par kilomètre est donc de $\frac{1^f,20}{90}$ soit de $0^f,0133$, et le prix de revient par tonne et par kilomètre est de 0,0266.

Ce chiffre s'applique aux 4.050.000 tonnes kilométriques ayant fait l'objet du transport par flottage en 1888 sur la Haute-Yonne.

A ces renseignements nous ajouterons que les opéra-

tions du flottage ont employé, en 1888, 31.518 journées.

Or, chaque individu étant employé en moyenne pendant 15 jours on peut admettre que le flottage occupe pendant ce temps moyen environ 2.100 ouvriers.

C'est là un prix au moins aussi faible que celui de la navigation continue si l'on tient compte à la fois du prix d'entretien de la voie et du prix de transport, et, de plus, ce prix se réalise dans une région inaccessible, au moins pour partie à la navigation continue, mais il ne s'applique par contre qu'à la descente.

Ainsi le flottage à bûches perdues qui pourrait s'arrêter à Sardy où l'Yonne rejoint le canal se continue jusqu'à Clamecy sans emprunter la voie d'eau artificielle malgré le parallélisme des deux lignes navigables.

Mais par contre le flottage à bûches perdues ne semble plus applicable en aval de Clamecy et de Crain. De tout temps il a fait place à partir de ce point au flottage en trains et ce dernier a été remplacé par le transport des bois en bateaux.

Il semble que le flottage à bûches perdues soit le propre des régions supérieures où les pentes des ruisseaux sont considérables, la largeur du lit assez faible, les vitesses des eaux très fortes, les ondes formées par les éclusées très prononcées. Le flottage à bûches perdues n'a plus sa raison d'être sur les portions de rivières où les pentes deviennent faibles, le courant plus tranquille et les largeurs du lit plus grandes.

Il nous reste à dire quelques mots de la région desservie par le réseau de la Haute-Yonne.

Nombre approximatif d'hectares exploités et dont les produits sont emmenés par les flots de l'Yonne. — La nature du sol du Morvan fait une obligation aux propriétaires de bois d'appliquer à l'exploitation des forêts la méthode dite « furetage ». Elle consiste à éviter les coupes blan-

ches, d'un usage général ailleurs et à n'enlever de chaque forêt exploitée, que les plus gros arbres, sans toucher aux arbres n'ayant pas une grosseur voulue. Le but de cette manière de faire est de ne pas découvrir entièrement la surface exploitée ce qui permettrait aux rayons du soleil de dessécher le sol composé de terre légère et peu épaisse. L'expérience a démontré que si les jeunes pousses n'étaient pas suffisamment protégées contre les ardeurs du soleil par un certain ombrage elles seraient brûlées et qu'ainsi les cépées coupées ne repousseraient plus.

Il est admis par tous les propriétaires et marchands de bois du haut Morvan qu'une forêt exploitée au furetage donne une moyenne par hectare exploité de 20 stères.

D'autre part, le même bois peut être exploité tous les six ou neuf ans suivant la qualité du sol. La moyenne du temps qui sépare deux furetages sur le même sol est donc de sept ans.

La moyenne du bois transporté annuellement par le flot de la Haute-Yonne étant 10.000 décastères et un hectare de forêt exploitée au furetage donnant 2 décastères, l'exploitation annuelle est en hectares de $\frac{10.000}{2}$ $= 5.000$ hectares.

Surface totale des forêts dont les produits sont emmenés par les flots de la Haute-Yonne. — La période de temps qui s'écoule entre deux furetages étant de sept années en moyenne, la surface totale des forêts dont les produits sont emmenés par l'Yonne sera de $5.000 \times 7 = 35.000$ hectares.

CHAPITRE III.

FLOTTAGE SUR LES PETITES RIVIÈRES.

On désigne sous le nom de petites rivières :

1° Le Beuvron, affluent de l'Yonne ;

2° Le Sozay, affluent du Beuvron ;

3° La partie supérieure de l'Aron, affluent de la Loire, dont les eaux sont dérivées du bassin de la Loire sur le Beuvron.

Ces trois principaux cours d'eau ont eux-mêmes des ruisseaux supérieurs, de telle sorte que la consistance de ce réseau est la suivante :

			km
Le Beuvron, depuis Neuilly jusqu'au confluent de l'Yonne.			36,0
Les affluents supérieurs du Beuvron :	km.		
Ruisseau de Champallement	4,0	}	38,5
— du Cornot	6,0		
— d'Artel	12,0		
— de Corvol-d'Embernard	9,0		
— de Changy	4,0		
— de Béchereau	3,5		
Le Sozay, depuis la jonction des ruisseaux de Corbelin et d'Oudan jusqu'au confluent avec le Beuvron			12,0
Les affluents supérieurs du Sozay :	km.		
Le ruisseau d'Oudan	4,0	}	18,0
— de Corbelin	1,0		
— de Sainte-Eugénie	9,0		
— d'Oisy	4,0		
Total			104,5

L'Aron, dans sa branche qui débouche artificiellement dans le Beuvron, compte un développement de 14 kilomètres.

Mais ces 14 kilomètres ne peuvent plus être comptés que pour mémoire, car pour rendre cette dérivation flottable au moyen des eaux de l'étang d'Aron et de deux

autres étangs du bassin de la Loire, les étangs de Ligny et de Chausselas, il avait fallu construire plusieurs ouvrages d'art en bois dont l'importance témoigne de l'intérêt que l'on portait autrefois au flottage dans cette direction. Mais ces ouvrages, et notamment un pont aqueduc en bois sur chevalets de 150 mètres de longueur, construit à la sortie de l'étang d'Aron, tous mal entretenus depuis longtemps, se trouvant actuellement en ruines et incapables de remplir leur destination, on parle de leur restauration.

La dérivation de l'Aron débouchait dans le Beuvron au point appelé le Gué-Ferré, après avoir franchi le faîte séparatif des bassins de la Loire et de la Seine par une tranchée dont la profondeur atteint 20 mètres.

Ce sont les restes curieux d'un passé aujourd'hui entièrement disparu.

On ne flotte plus en effet sur la dérivation depuis quatre ans. Mais en 1840, cette dérivation donnait passage annuellement à 60.000 stères de bois.

On comptait deux jours pour leur arrivée à Clamecy.

Les prix de revient ont toujours été, il est vrai, un peu supérieurs à ceux de la Haute-Yonne, $2^f,30$, $2^f,20$ ou tout au moins $1^f,40$ par stère au lieu du prix de $1^f,16$ que nous avons trouvé pour l'autre bassin.

La cause de cette disparition réside dans le défaut d'entretien d'une voie construite dans des conditions très économiques, mais provisoires et onéreuses à la longue sous le rapport des dépenses d'entretien.

Toutefois si la partie du réseau artificiellement créée dans le bassin de la Loire, peut être considérée comme abandonnée complètement, il n'en est pas de même pour les affluents naturels de l'Yonne, dans ce même bassin secondaire.

Les ports et étangs de ce réseau sont les suivants :

	NOMS DES RUISSEAUX	PORTS	ÉTANGS
Bassin de la Loire (abandonné). . .	Ruisseau d'Aron ou de Ligny.	Ligny. . . . . Chausselas . . . . Les Mouilles. . . . . Les Angles.	Aron. Ligny. Chausselas.
Bassin de la Seine. . . .	Beuvron.	(Pas de ports spéciaux).	» Les Ombreaux.
	Champallement.	Sancenay . . . . Champallement.	Sancenay. Champallement (2 étangs).
	Cornot.	»	»
	Artel.	Artel.	Artel. Treigny.
	Corvol d'Embernard. .	»	Chaseuil.
	Changy	»	»
	Béchereau.	»	Béchereau.
	Sozay	La Chapelle. . . . . Sozay	Sozay.
	Oudan.	Oudan	»
	Corbelin.	Corbelin.	Corbelin.
	Sainte-Eugénie.	»	»
	Oisy	»	»

L'importance de l'étang d'Aron explique le prix qu'on attachait à le faire entrer, ainsi que les parties supérieures de cette rivière, dans le réseau des petites rivières.

Les opérations du flottage sur ce réseau s'effectuent sous la direction d'une compagnie spéciale dont les règlements sont absolument analogues aux règlements de la Compagnie de la Haute-Yonne.

Seulement, tandis que sur le réseau de la haute Yonne les flots sont toujours des flots de communauté, ici les flots peuvent être, selon le cas, des flots particuliers d'un seul marchand ou des flots de communauté de plusieurs marchands réunis. Toutefois les flots particuliers n'ont lieu qu'avant ou après les flots de communauté.

Le Beuvron ne se jette dans l'Yonne qu'après avoir traversé le canal du Nivernais, à Clamecy.

Les relations entre la navigation continue et le flottage sont soumises à une réglementation spéciale.

Pendant la durée d'un flot qui dure de vingt-quatre à

quarante-huit heures, les bois flottés doivent passer librement tous les jours, de huit heures du matin à quatre heures du soir. A partir de quatre heures le flot est bâclé à l'amont du canal et la navigation des bateaux est rétablie jusqu'au lendemain matin huit heures. Pendant le passage des bois, le canal en aval du Beuvron est barré par des poutrelles, et le bâclage du bois se fait de concert par les agents du flottage et les agents du canal.

Depuis plus de dix ans le Beuvron n'a pas produit de flot général. Il n'y a que des flots particuliers, encore le nombre en diminue-t-il chaque année et on peut prévoir que dans un certain avenir le flottage cessera entièrement sur le bassin des petites rivières.

Les bois, en raison de la facilité des transports par terre tendent de plus à être amenés directement en voiture sur les ports de Clamecy.

CHAPITRE IV.

FLOTTAGE SUR LA CURE.

Au point de vue de la constitution de la Compagnie, les formalités administratives et de la conduite du flot, nous n'avons rien de particulier à ajouter pour le flottage sur la Cure.

Nous devons seulement donner la consistance du réseau et sa division entre les deux départements de l'Yonne et de la Nièvre.

DÉSIGNATION DES COURS D'EAU	LONGUEUR UTILISÉE PAR LE FLOT dans le département de la Nièvre	dans le département de l'Yonne
	kilom.	kilom.
Cure (jusqu'à Vermenton)	44,302	52,248
Affluents	42,500	4,000
Totaux	86,802	56,248
Longueur totale utilisée	143k,050	

Le port d'arrêt de tirage du flot de la Cure est le port de Vermenton, dont nous donnons le plan (Pl. 57) à l'échelle de 1/7.500.

Il est à remarquer que la Cure devenait flottable en trains depuis Arcy-sur-Cure, c'est assurément pour ce motif qu'elle a été classée comme domaniale depuis ce point. Le flottage en trains a été supprimé, mais le classement domanial n'a pas été modifié et le flot des bûches perdues arrive maintenant exclusivement jusqu'à son port d'arrêt et de tirage, Vermenton.

Les étangs utilisés pour le flottage sont ceux donnés dans le tableau suivant :

NOMS DES ÉTANGS ET DÉSIGNATION DES RUISSEAUX pour lesquels ils sont utilisés	SUPERFICIE	HAUTEUR maxima des digues	PROFONDEUR maxima de l'eau	VOLUME d'eau	VOLUME total pour chaque ruisseau
	h. a. c.	mètres	mètres	mètr. cubes	mètr. cubes
Settons, pour la Cure	359 17 51	20.00	18,00	23.000 000	4.000.000
Caillot, pour le Caillot	10 39 30	3.10	2,90	75 349	75.349
Bouquin, pour le Bouquin . . .	13 74 30	3,30	2 60	44.665	44.665
Saint-Brisson, pour le Vignant	13 33 90	4,00	3,50	116 716	116.716
Creuse, pour Saint-Marc	6 89 95	4.40	4,20	72 445	72.445
Poitreau, pour le Chalaux . . .	7 20 95	3.90	3,20	43.676	43.676
Vernée-de-Pierre, pour le Michin . .	2 24 00	2.80	2,60	14.356	30.607
	2 29 25	3.10	2,80	16 047	
Rincieux-Charrières, pour le Branjame.	3 42 75	3,40	2,90	24.850	47.867
	3 41 00	3,00	2,70	23.017	

D'autres petits étangs servent pour le flottage en cas de manque d'eau : l'étang de Pontaureau, Neuf, et des Merles.

Le réservoir des Settons sur la Cure appartient à l'État, c'est un des réservoirs du canal du Nivernais et servant à l'alimentation de ce canal :

1° Sur l'embranchement de la Cure de Vermenton à Cravant ;

2° Sur la ligne principale de Cravant à Auxerre.

La Compagnie ne peut exiger de l'État que 4.000.000 de mètres cubes d'eau pour le flottage. En fait, l'État en accorde toujours beaucoup plus, généralement de 6.000.000 à 9.000.000, suivant ce que les besoins de la navigation permettent.

Le flottage de la Cure porte en moyenne sur 18.250 tonnes transportées à 74 kilomètres. Il correspond donc à 1.350.500 tonnes kilométriques.

La durée du flot est de trente jours. C'est un flot ininterrompu depuis les coupes de bois jusqu'à Vermenton, au lieu d'un transport scindé en deux périodes comme sur la Haute-Yonne. La vitesse moyenne d'avancement serait donc de 103 mètres à l'heure.

Le prix de revient du flot de la Cure, calculé sur la moyenne des cinq dernières années peut être établi ainsi :

Embarquement	0^{f},15	
Transport ou flottage proprement dit	0 ,64	
Tirage sur les ports de débarquement	0 ,20	1^{f},96 par stère
Tricage et empilage	0 ,32	
Frais divers	0 ,65	

L'embarquement n'est pas fait aux frais de la Compagnie et le prix de revient doit être réduit à 1^{f},81 pour les dépenses imputables à l'association des marchands.

Cela correspond à 0^{f},026 par stère et par kilomètre et 0^{f},052 par tonne et par kilomètre.

C'est là un prix presque double du prix de revient du flottage sur la Haute-Yonne qui s'explique :

1° Par la plus grande difficulté du flottage dans le lit

sinueux et parsemé de rochers qu'offre la Cure. Le parcours de la voie est moins facile et le nombre d'ouvriers nécessaire à la marche du flot est plus considérable. Ajoutons aussi que le bois sur cette voie moins bien entretenue parvient en moins bon état au port de tirage.

2° Par les indemnités plus fortes que le flottage est obligé de payer aux propriétaires de moulins.

3° Par suite de l'importance que prennent les frais généraux quand ils portent sur un cube beaucoup moindre dans le cas de la Cure. En même temps que le prix est plus élevé la vitesse est moindre; ces deux quantités varient en effet forcément en raison inverse dans le cas du flottage, puisque les dépenses de traction proprement dites sont nulles et que les dépenses sont proportionnelles au temps du parcours du flot.

Mais ce prix de $0^{f},040$ par tonne et par kilomètre reste encore digne de remarque.

On peut rechercher également pour ce nouveau bassin quelle est la superficie des forêts exploitées en vue du flottage.

Le mode d'exploitation des forêts décrit pour le bassin de la Haute-Yonne, exploitation en furetage, est également pratiquée dans le bassin de la Cure; mais on y pratique également des coupes blanches.

Le furetage donne 20 stères par hectare, et peut être pratiquée tous les sept ans. Chaque année 800 hectares exploités par ce procédé donnent 16.000 stères à transporter, et la surface totale exploitée ainsi est de :

$$800 \times 7 = 5.600 \text{ hectares.}$$

Les coupes blanches ont lieu tous les vingt ans et donnent 60 stères par hectare; elles portent annuellement sur 343 hectares qui donnent un cube annuel de 20.570 stères.

La superficie totale exploitée par coupes blanches est donc de :

20 × 343 = 6.860 hectares.

La superficie totale de forêts exploitée par les deux procédés en vue du flottage est donc de :

5.600 + 6.860 = 12.460 hectares.

RÉSUMÉ ET CONCLUSIONS.

En résumé, l'industrie du flottage porte donc actuellement en moyenne :

1° *Dans le bassin de l'Yonne.*

	t. kilom.
a) Pour les affluents supérieurs, sur 90.000 stères transportés à une distance moyenne de 9 kilomètres, ce qui correspond à	405.000
b) Pour l'Yonne proprement dite, sur 90.000 stères, transportés à une distance moyenne de 90 kilomètres, soit	4.050.000

2° *Dans le bassin de la Cure.*

Sur 36.500 stères transportés à une distance moyenne de 74 kilomètres, soit	1.350.500
Soit au total	5.805.500

non compris quelques flots particuliers dans le bassin spécial des petites rivières.

Les dépenses totales correspondantes sont :

Sur les ruisseaux de la haute Yonne	36.000 fr.
Sur l'Yonne	110.930
Sur la Cure	72.000
Total	218.930 fr.

et correspondent à des prix moyens de 0f,089 et 0f,027 sur l'Yonne et 0f,052 sur la Cure par tonne kilométrique.

La superficie des forêts dont les produits sont exportés au moyen du flottage s'élève à :

Dans le bassin de l'Yonne	....	35.000 hect.
— de la Cure	....	12.460
Soit au total	....	47.460 hect.

Leur production annuelle de bois destinés à l'embarquement s'élève pour cet ensemble de forêts à 126.500 stères environ.

Les 126.500 stères de bois ainsi transportés passent d'une valeur moyenne de 9 francs sur les ports de départ (bassin de l'Yonne) et de 8 francs environ (bassin de la Cure) à une valeur d'environ 10 francs sur tous les ports d'arrivée des deux bassins.

Nous croyons intéressant d'ajouter que ces mêmes bois sont rendus ensuite par bateau à Paris depuis les ports de tirage à raison de 2 francs par stère dans le délai de dix jours.

Autrefois, le transport d'un train de bois de Clamecy à Paris revenait à 1f,60 par stère et comportait un délai de huit jours seulement, grâce à la plus grande vitesse de marche due à l'impulsion donnée par les éclusées.

Le flottage à bûches perdues constitue donc encore une industrie d'une importance considérable, d'une utilité incontestable soit pour l'approvisionnement de la capitale en bois à brûler, soit pour l'exploitation d'une région forestière des plus étendues, et, à ce double titre, il nous paraît destiné à se maintenir longtemps encore dans cette région malgré le développement incessant de tous les autres moyens de transport.

Nevers, le 31 mai 1890.

N° 40

L'IRRIGATION DANS LES INDES

Par M. BAROIS,
Ingénieur en chef des ponts et chaussées.

INTRODUCTION.

L'Inde anglaise est certainement le pays dans lequel les ingénieurs ont exécuté les travaux d'irrigation les plus nombreux et les plus grandioses. Barrages établis en travers des plus grands fleuves, canaux longs de plusieurs centaines de kilomètres apportant à l'agriculteur, en toute saison, l'eau nécessaire au développement des récoltes; canaux d'inondation fertilisant le sol pendant les crues; réservoirs de toutes dimensions emmagasinant l'eau dans la saison des pluies pour la distribuer à l'époque de la sécheresse; ouvrages de toute nature pour l'arrosage des hautes vallées et des deltas : tel est le magnifique outillage qui a été créé pour défendre les cultures contre les ardeurs du climat et pour accroître la production du sol.

Cet ensemble de travaux, parmi lesquels il en est de très anciens, s'étend depuis les contreforts de l'Himalaya jusqu'à la pointe méridionale de l'Inde dans les conditions les plus diverses. Parmi les plus importants sont :

Dans le bassin de l'Indus, le canal du Bari Doab, le canal Sirhind et les autres canaux alimentés par la ri-

vière Sutlej, les canaux d'inondation dérivés de l'Indus, etc.

Dans le bassin du Gange, les canaux occidental et oriental de la Jumna, les canaux du Gange supérieur et inférieur, le canal d'Agra, les canaux de la rivière Soane, etc.

Dans les bassins des différents fleuves tributaires du golfe de Bengale, les canaux Orissa, à l'embouchure du fleuve Mahanuddy, les canaux des deltas du Godavéry, du Cauvéry, de la Kistna, le canal de la Kistna supérieure, les vastes réservoirs d'Ekruk et de la Mutha, établis sur des affluents de la Kistna, le réservoir de Chembrambankam près de Madras, etc.

Une étude complète et détaillée de tous ces travaux constituerait une mine féconde de renseignements à l'usage des ingénieurs qui s'occupent d'irrigation. Je ne crois pas qu'elle existe jusqu'à présent. Toutefois, on peut trouver des descriptions de certains de ces ouvrages soit dans le recueil périodique des « *Professional papers* » publiés dans les Indes, au Thomason Collège de Roorkee, recueil analogue aux *Annales des ponts et chaussées*, soit dans les bulletins de l'Institut des ingénieurs civils de Londres, soit dans quelques ouvrages spéciaux.

Cette note a seulement pour but de donner une idée générale de ce qu'est l'irrigation dans les Indes et de signaler quelques-uns des principaux ouvrages d'irrigation de ce pays ; elle n'est qu'un aperçu sommaire sur ce vaste sujet, une sorte de table des matières fort incomplète ne pouvant servir que de première indication pour des recherches plus approfondies.

Les renseignements qui suivent sont en partie tirés du « *Roorkee Treatise on civil engineering in India* » traité publié par le Thomason Collège de Roorkee, qui est l'école professionnelle des ingénieurs de l'Inde septentrionale. J'ai aussi puisé d'utiles indications dans le livre de M. Ro-

bert B. Buckley, « *The irrigation works of India and their financial results* », dans des « *Lectures* » faites en 1875 par le colonel F.-H. Rundall, à l'école du génie militaire de Chatham, et dans quelques autres documents officiels. Enfin, Sir Colin Scott Moncrieff, sous-secrétaire d'État au ministère des travaux publics du Caire, qui a dirigé aux Indes d'importants services d'irrigation, a bien voulu m'aider de ses conseils.

I. Considérations générales sur l'irrigation dans les Indes.

Les conditions climatériques de l'Inde sont telles qu'avec l'aide de l'eau on peut, en général, y cultiver toute l'année et obtenir, au printemps, des céréales ou autres produits des climats tempérés et, à l'automne, des produits tropicaux, tels que le riz, le coton, le maïs, la canne à sucre, l'indigo, etc.

Mais le régime des eaux et, par suite, des cultures, y est très différent d'une province à l'autre.

Dans le nord de l'Inde, les grandes rivières qui descendent de l'Himalaya ont leurs plus basses eaux en hiver; la fonte des neiges les alimente de mars en mai; elles entrent en crue sous l'action des pluies périodiques de la mousson qui les fait monter de juin à septembre; elles tombent ensuite rapidement.

Dans cette région, la récolte du printemps (ou rabi) a surtout besoin d'irrigation en février et mars, au moment où elle vient à maturité et où les rivières sont basses; quant aux récoltes d'automne (ou kharif), qui reçoivent aussi l'eau de pluie, elles sont sur pied pendant que les rivières sont hautes et elles réclament de l'arrosage à des époques variables selon leur nature : la canne à sucre et l'indigo, principalement en mai et juin; la plupart des autres, surtout en septembre et en octobre, époque où

l'on mouille en outre les terres qui recevront les semailles pour les cultures d'hiver.

Dans les années où les pluies tombent en quantité normale, le coton et le maïs n'ont pas besoin d'être arrosés.

La principale récolte est celle du printemps, dont l'extension se trouve ainsi être limitée par le débit d'étiage des rivières plutôt que par la surface de la terre irrigable.

Dans le bas Bengale, c'est le riz qui domine ; il reçoit son arrosage surtout pendant les crues.

Dans l'Inde centrale et méridionale, la saison des pluies est courte ; d'autre part, les grands cours d'eau n'étant pas alimentés par des glaciers, leur débit est très restreint d'avril à juillet ; ils commencent à croître avec la mousson. La culture la plus répandue est celle du riz ; elle se fait presque entièrement dans la saison humide, c'est-à-dire de juin à novembre ; aussi le long des grandes rivières, son extension est subordonnée à la surface de la terre irrigable, qui est relativement limitée, plutôt qu'au débit disponible qui est toujours suffisant. Mais l'écoulement des pluies est trop rapide, dans les districts éloignés des grandes rivières, pour qu'on puisse y faire même du riz si on ne recueille pas l'eau au moyen de réservoirs. Les cultures d'hiver sont relativement moins importantes dans ces provinces.

Suivant les localités, l'abondance des pluies et le mode d'alimentation des rivières, l'utilisation agricole des eaux s'obtient dans les Indes :

Par des canaux d'irrigation, qui portent l'eau sur les terres, soit pendant toute l'année, soit pendant une partie de l'année seulement ;

Par des canaux d'inondation qui, pendant la durée des crues, arrosent la récolte d'automne et qui, avant la baisse des eaux, servent encore à inonder les terres destinées à la culture d'hiver ;

Par des réservoirs recueillant les eaux pendant la mousson et les distribuant pendant la saison sèche.

Enfin, des puits creusés dans le sol d'alluvion des vallées et recevant les eaux d'infiltration, peuvent en tout temps suppléer aux autres sources d'arrosage lorsque celles-ci sont insuffisantes.

Les canaux d'inondation sont surtout développés dans le Punjab et dans la vallée de l'Indus, et le système des réservoirs dans la principauté de Madras et l'Inde méridionale.

La quantité d'eau nécessaire à la terre dans les diverses provinces diffère suivant la composition du sol, le climat et la nature des récoltes. Le débit normal des canaux est calculé en conséquence; il est plus difficile à déterminer dans les provinces du Nord, à cause de la variété des cultures qu'on y pratique; dans les provinces méridionales où le riz domine presque exclusivement, le problème est plus simple à résoudre.

Un débit continu de $0^{lit},370$ par seconde sur le canal du Gange et de $0^{lit},320$ sur le canal oriental de la Jumna, suffit en moyenne pour arroser un hectare. En comptant que, pour un hectare irrigué par un canal, il y a deux hectares non cultivés ou arrosés soit par la pluie soit au moyen des puits, il faut donc un débit moyen de $0^{lit},100$ par seconde et par hectare cultivable. Mais cette proportion diffère beaucoup d'une localité à une autre; ainsi, dans plusieurs villages arrosés par le canal oriental de la Jumna, la terre irriguée atteint chaque année 70 à 80 p. 100 de la surface cultivable.

Sur les canaux de la Soane, un hectare de culture d'été demande $0^{lit},87$ et un hectare de culture d'hiver $0^{lit},38$.

Dans le dernier projet des canaux de l'Inde septentrionale, on calcule $0^{lit},700$ à $1^{lit},250$ par hectare de culture d'été et $0^{lit},350$ à $0^{lit},450$ par hectare de culture d'hiver. La proportion relative de ces deux cultures est

d'ailleurs assez variable ; le long de la Jumna, elles occupent à peu près des superficies égales ; dans les provinces du Nord-Ouest, la surface cultivée en été est en moyenne les 60/100 de la surface cultivée en hiver.

A Tanjore, on compte $1^{lit},750$ par seconde pour un hectare de rizière.

A Madras, dans le calcul des réservoirs, on admet que 900 litres d'eau sont nécessaires à l'arrosage continu d'un mètre carré toute l'année. On compte, en outre, qu'un champ de riz doit être couvert d'eau sur une hauteur de $0^{m},13$ pendant soixante-douze jours, c'est-à-dire que pour 1 hectare de riz, il faut pouvoir *débiter* 9.250 mètres cubes d'eau en soixante-douze jours ; ce qui, avec les pertes dues à l'évaporation et qui peuvent s'élever à 2 mètres environ de hauteur en une année, nécessite l'emmagasinement de 14.000 mètres cubes d'eau pendant la saison des pluies.

Tous ces chiffres montrent que c'est seulement par une étude approfondie des besoins de la culture dans chaque région qu'on peut fixer les dimensions qui conviennent aux ouvrages d'irrigation.

II. Barrages.

Dispositions générales. — Les ingénieurs anglais ont eu à construire sur les grandes rivières des Indes, en tête des canaux d'irrigation, beaucoup de barrages destinés à relever et à retenir les eaux d'étiage et à permettre d'en dériver au besoin tout le volume.

Ils ont, en général, recherché dans ces constructions la simplicité d'exécution et la rusticité des organes.

Ainsi, ils ont une tendance à adopter autant que possible la solution des barrages fixes ; ils ménagent seulement quelques ouvertures à fermetures mobiles pour faciliter l'écoulement des eaux surabondantes et surtout

pour faire des chasses qui préviennent l'accumulation des dépôts devant les ouvrages de prise des canaux. De même, quand ils ne trouvent pas, pour asseoir les fondations, un sous-sol rocheux ou solide facile à atteindre, il se contentent le plus souvent, de les établir, sans épuisements, au moyen de puits en briques qui sont remplis de béton après avoir été foncés à l'air libre, jusqu'à une petite profondeur, dans le limon, le gravier ou le sable qui forment le lit des rivières.

Certains barrages n'ont même pas de fondations du tout; ce sont de simples murs reposant sur le fond de la rivière et protégés contre les affouillements par de forts massifs d'enrochements. Mais ce système n'est possible que pour des cas où le lit est peu perméable, ou bien quand l'eau est assez abondante dans la saison des irrigations pour qu'il ne soit pas indispensable de prévenir les pertes qui ne peuvent manquer de se produire par infiltrations sous le barrage. Pour d'autres ouvrages, au contraire, dans l'Inde septentrionale où l'on a besoin d'économiser l'eau, on a trouvé que des fondations formées par des lignes de puits juxtaposés ne fourniraient pas un obstacle suffisant au passage des sources, et on a rempli avec de la maçonnerie les intervalles existants entre les puits.

Les conditions d'exécution de ces barrages fixes, fondés à peu de profondeur dans des terrains affouillables, nécessitant l'emploi de cubes énormes d'enrochements destinés non seulement à combattre les effets de la sous-pression, mais encore à supporter les efforts considérables de l'eau passant par-dessus la crête de l'ouvrage pendant les crues.

Les cours d'eau, sur lesquels on a construit des barrages dans les Indes, peuvent être rangés dans les catégories suivantes :

Le lit est formé de rocher ou de rocher mélangé avec

des terrains solides ou d'argile dure; il a une pente de 1 mètre environ par kilomètre;

Le lit est composé d'une couche de sable peu épaisse reposant sur de l'argile; la pente est inférieure à 1 mètre par kilomètre;

Le lit consiste en sable graveleux, à gros grains, mélangé de cailloux; il a une pente de 0m,50 par kilomètre;

Le lit est entièrement formé, sur une grande profondeur, de sable grossier; il a une pente de 0m,20 à 0m,40 par kilomètre;

Le lit est composé d'un sable très fin avec une pente variant de 0m,05 à 0m,20 par kilomètre;

Enfin le lit est recouvert de gros blocs ou galets avec une pente de 3 à 6 mètres par kilomètre.

Le remous causé par ces obstructions jetées au travers des rivières peut atteindre jusqu'à 0m,90 de hauteur et si, à leur emplacement, la vallée n'est pas encaissée, on est obligé de relever les digues en amont pour éviter leur submersion. Aussi, on a cherché parfois à diminuer l'importance de ce remous en adoptant pour le couronnement de l'ouvrage un niveau inférieur de 0m,79 à 1 mètre à la retenue maxima que l'on désire; le complément de la hauteur s'obtient au moyen de hausses mobiles ou de poutrelles horizontales qui sont maintenues par des montants verticaux encastrés par leur base dans la maçonnerie.

Les ouvertures de chasse ménagées dans les barrages sont formées par des piles en maçonnerie entre lesquelles est disposé l'appareil de fermeture. Celui-ci est composé en général de poutrelles horizontales. Souvent aussi on emploie des portes en bois, ou encore des portes métalliques manœuvrées avec des treuils et appuyées par des galets de roulement sur des rainures en fonte logées dans la maçonnerie des piles. Quand la hauteur est trop considérable, on divise ces portes en deux parties manœu-

vrées séparément et de telle sorte que, lorsqu'elles sont en place, la semelle inférieure de l'un des panneaux repose sur la partie supérieure de l'autre. Plus rarement, dans les rivières où l'on redoute des crues subites, on se sert de portes qui oscillent autour d'un axe horizontal placé sur le radier et qui sont relevées avec des chaînes.

Une description sommaire de quelques types remarquables d'ouvrages de cette nature permettra de préciser ces indications générales.

Barrage de Myapore (Pl. 58, *fig.* 1 et 2). — Ce barrage est construit sur une branche du Gange, à la prise du canal du Gange supérieur. Il a $157^m,60$ de longueur. Au milieu, sont quinze ouvertures de 3 mètres de largeur comprises entre des piles ayant $1^m,10$ d'épaisseur et élevées de $2^m,40$ au-dessus du radier qui affleure au niveau des basses eaux. Les piles sont munies de rainures pour poutrelles, mais les ouvertures peuvent être également fermées avec des portes tournant autour d'un axe horizontal inférieur. Postérieurement à la construction, le nombre des ouvertures a été augmenté pour faciliter la réglementation des eaux. Des deux côtés de cette partie à fermetures mobiles, le barrage est formé par un seuil en maçonnerie ou déversoir, qui s'élève par gradins depuis le milieu du fleuve jusqu'aux rives où il atteint la cote de 3 mètres au-dessus de l'arrière-radier. En basses eaux, la crête de ce déversoir, dont la largeur varie de $2^m,13$ à 3 mètres, est reliée aux piles par une passerelle en madriers.

Le radier a une largeur totale de $13^m,40$, dont $6^m,40$ pour l'arrière-radier. Il se compose d'un massif de maçonnerie de $1^m,50$ d'épaisseur entre les piles et de $0^m,87$ en aval des piles. Aux extrémités amont et aval de ce radier sont des parafouilles ayant $1^m,80$ de hauteur au-dessous de la surface de l'arrière-radier. Le lit de la rivière est formé de gros cailloux et de galets. Cet ouvrage est

relativement ancien; il date d'une quarantaine d'années.

Parmi les autres barrages construits sur des lits de gros galets et dans des régions voisines du précédent, on peut citer encore le barrage de la Ravi, à la prise du canal du Bari Doab, et le barrage établi sur la Jumna, à la prise des deux canaux occidental et oriental de cette rivière. Ces deux barrages sont conçus à peu près suivant le même type : ce sont des barrages fixes ayant, le premier, $1^{m},50$ de hauteur et le second, $1^{m},80$, avec des ouvertures de chasse près des extrémités, devant la prise des canaux. Sur la Jumna, le radier de ces ouvertures, pour activer la puissance de la chasse, est à $0^{m},90$ au-dessous du radier des ouvrages de prise.

Barrage de Narora (Pl. 58, *fig.* 3, 4 et 5). — Ce barrage établi à la prise du canal du Gange inférieur, est un des plus récents; il a été construit de 1875 à 1880. Il comprend une partie fixe sur 1.128 mètres de longueur et une partie à fermetures mobiles sur 130 mètres de longueur.

La partie à fermetures mobiles est située à une des extrémités de l'ouvrage, sur la rive droite, tout près de la prise du canal. Elle se compose de quarante-deux arches de $2^{m},13$ d'ouverture, portées par des piles de 1 mètre d'épaisseur, de $6^{m},40$ de hauteur et de $9^{m},05$ de longueur.

Le radier est à $0^{m},90$ au-dessous des plus basses eaux. La fermeture s'obtient au moyen de portes métalliques glissant dans des rainures et manœuvrées par des treuils qui roulent sur une passerelle supérieure en maçonnerie à 12 mètres au-dessus du radier.

Au droit de ces arches, le radier se compose, d'amont en aval :

D'un parafouille de $1^{m},68$ d'épaisseur et de $4^{m},57$ de profondeur;

D'un massif de 3 mètres d'épaisseur formé par des

puits maçonnés accolés, qui s'étend sous toute la largeur des arches ;

D'un arrière-radier de 42 mètres de longueur sur 1^m,50 d'épaisseur ;

D'un parafouille de 2^m,45 d'épaisseur sur 8^m,85 de hauteur.

Des enrochements protègent ce radier en amont et en aval.

La partie principale de l'ouvrage, qui forme barrage fixe, consiste en un mur de chute vertical, avec arrière-radier maçonné et massifs d'enrochements en amont et en aval.

Le mur de chute est en briques, avec couronnement en pierres de taille ; il a 3^m,05 de hauteur, 2^m,13 d'épaisseur au sommet et 2^m,44 à la base ; le parement d'amont est vertical. Il est fondé sur deux files parallèles de puits maçonnés foncées à 3 mètres de profondeur dans le terrain d'alluvion et protégées en amont par un corroi d'argile.

Un talus en enrochements est disposé en amont du mur ; il part de la crête même du barrage et s'abaisse jusqu'au lit du fleuve avec une pente de 1 sur 3.

A l'aval de l'ouvrage est un radier de 1^m,50 d'épaisseur recouvert d'un lit de pierres de taille et dont la surface est à 0^m,90 au-dessous du niveau des basses eaux. Il a 12^m,80 de largeur et est terminé par un parafouille de 2^m,45 de large sur 6 mètres de hauteur formé par une file de puits maçonnés.

Pour opposer un obstacle plus complet au passage des sources sous les fondations, qui sont établies dans un sol sableux, les intervalles entre les puits des parafouilles furent fermées par des rangées de pieux entre lesquelles on coula du béton, de façon à avoir ainsi un écran continu de maçonnerie.

Des lignes transversales de puits de 3 mètres de hau-

teur ont été également foncées de distance en distance sous le radier du barrage fixe ; on s'en servait pour former avec les puits des parafouilles, des bâtardeaux dans l'intérieur desquels on épuisait pour construire le radier à sec.

Le radier est défendu en aval par un puissant arrière-radier en enrochements de 30 mètres de large, coupé par deux massifs maçonnés parallèles de $1^m,50$ de hauteur sur $1^m,50$ de largeur, régnant sur toute la longueur du barrage. Ces deux murs sont destinés à retenir les moellons ; ils sont placés à 9 et à 23 mètres en aval du radier. Entre ces murs, les enrochements sont recouverts par de gros blocs qui les maintiennent contre les efforts du courant.

Barrage d'Okla (Pl. 58, *fig.* 6). — Cet ouvrage est situé sur la Jumna, à huit milles en aval de Delhi, à la prise du canal d'Agra ; il a été terminé en 1874.

Il a 743 mètres de longueur. C'est un barrage fixe avec quelques ouvertures de chasse à l'extrémité rive droite, du côté de la tête du canal. Ce barrage n'a pas de fondations. Il se compose de deux murs verticaux parallèles, distants l'un de l'autre de $7^m,92$ et posés sur le sable très fin du lit de la rivière préalablement arasé au niveau des plus basses eaux. Ces murs ont $2^m,74$ de hauteur et $1^m,22$ de largeur ; ils sont noyés dans un énorme massif d'enrochements qui a consommé 130.000 mètres cubes de pierres extraites d'un banc de rocher granitique contre lequel s'appuie une des extrémités du barrage. Les enrochements s'étendent sur 12 mètres en amont du premier mur et sur 55 mètres en aval du second ; à 12 mètres en aval du second mur, ils sont coupés par un massif de maçonnerie de $1^m,22$ de large sur $1^m,50$ de haut, qui n'est en réalité qu'un troisième mur fondé dans les enrochements mêmes. La surface de cet arrière-radier d'enrochements forme un talus incliné à 1/20.

La crête du barrage est à $2^m,13$ au-dessus des basses eaux. En cet endroit, les hautes eaux s'élèvent jusqu'à $3^m,35$ au-dessus des basses eaux et leur vitesse atteint $2^m,35$ par seconde. Cet ouvrage, restreignant de près de 4/7 la section du lit en temps de crue, produit un remous de $0^m,90$; il se maintient cependant en bon état malgré la violence du courant.

Barrage de Dehri (Pl. 58, *fig.* 7). — Le barrage de Dehr construit en 1875, sur la Soane, affluent du Gange, est du même type que le précédent. Il est remarquable par sa grande longueur; il forme, en effet, un ouvrage continu de 3.825 mètres, établi en un point où toutes les eaux de la rivière sont réunies dans un lit unique.

La Soane, qui a un bassin de 6.000.000 d'hectares a, en cet endroit, une pente moyenne de $0^m,50$ par kilomètre et une vitesse maximum en crue de $3^m,50$ par seconde; la différence entre les hautes et les basses eaux est de 5 mètres environ; le lit est composé de gros sable mélangé de cailloux.

Le barrage est formé de trois murs parallèles, distants l'un de l'autre de 10 mètres à peu près et fondés à 3 mètres au-dessous des basses eaux sur des puits maçonnés de section quadrangulaire. La crête est à $2^m,70$ au-dessus des basses eaux. Ces trois murs sont noyés dans des enrochements recouverts de gros blocs en maçonnerie. Ces enrochements forment un talus incliné de $0^m,50$ par mètre, en amont du mur de tête, et de $0^m,10$ par mètre, en aval du même mur.

Cet ouvrage comprend trois pertuis de chasse : un à chaque extrémité, pour nettoyer la Soane devant la prise des deux canaux qui ont leur point de départ en cet endroit, et le troisième, au milieu de la rivière, pour empêcher le lit de se relever dans toute sa largeur par l'effet de la retenue.

Les pertuis ont chacun 150 mètres d'ouverture ; ils sont divisés en travées de 6 mètres fermées au moyen de hausses du système Chanoine.

Des panneaux, mobiles autour d'un axe horizontal fixé sur le radier et retenus par des chaînes, sont placés juste en amont des hausses Chanoine et disposés de façon à être relevés et maintenus verticalement par l'effet même du courant ; ils forment ainsi un écran derrière lequel les hausses sont manœuvrées à l'abri des efforts de l'eau.

Le radier des pertuis est épais de $1^m,50$, recouvert de larges pierres de taille en grès et protégé par un arrière-radier de 60 mètres de largeur en blocs de maçonnerie. Comme on éprouvait des difficultés pour asseoir le radier sur le lit de la rivière, qu'on ne pouvait assécher, on l'a établi sur une fondation en puits maçonnés, juxtaposés, ayant une section de $1^m,80$ sur $1^m,20$ et une hauteur de $1^m,20$. Les intervalles entre les puits ont été dragués et remplis de béton ; on obtint ainsi une plate-forme imperméable sur laquelle on construisit le radier à sec en maçonnerie ordinaire et pierres de taille.

Cet ouvrage a consommé plus de 750.000 tonnes de pierres.

Le barrage de Roopur, établi sur la rivière Sutlej, à la prise du canal Sirhind, dans le Punjab, est construit d'après les mêmes principes.

Barrage du Coleroon (Pl. 58, *fig.* 9). — Ce barrage, qui date de 1834, est construit sur une des branches du Cauvery, à la pointe du delta de ce fleuve, pour rejeter dans la branche principale toutes les eaux d'étiage, dont une partie passait auparavant par le bras du Coleroon. Quoique peu important, il a produit les meilleurs résultats au point de vue de l'irrigation de ce delta.

La retenue est de $2^m,13$ au-dessus du fond de la ri-

vière. Le mur de chute est constitué par un massif de 3 mètres de haut, fondé dans le sable sur une double rangée de puits de 1^{m},80 de hauteur. A la suite de ce mur, est établi un radier de 6^{m},40 de largeur dont l'épaisseur, qui est de 1^{m},50 au pied du mur, n'est plus que de 0^{m},90 vers l'extrémité aval. Le couronnement du mur de chute et le radier sont recouverts d'un lit de pierres de taille de 0^{m},60 d'épaisseur. L'extrémité aval du radier porte sur une ligne de puits de 1^{m},50 de diamètre et de 1^{m},80 de hauteur ; elle est protégée par des enrochements.

Quand la crue atteint 3 mètres de hauteur, ce barrage ne produit qu'un remous insignifiant.

Barrage de Beswarah (Pl. 58, *fig.* 8 et Pl. 59, *fig.* 2). — Cet ouvrage est établi sur la Kistna, à quatre-vingt-dix-sept kilomètres environ de l'embouchure du fleuve, à la pointe du delta, dans un endroit où le lit est encaissé entre deux rangées de collines avec une largeur de 1.200 mètres environ et où les eaux ont une hauteur variant de 9 à 12 mètres pendant les moussons et de 1^{m},50 à 2 mètres pendant la saison sèche.

Le barrage est constitué par un massif d'enrochements de 1.143 mètres de longueur et de 60 mètres de largeur, ayant en tête une hauteur de 6^{m},40 au-dessus des points les plus profonds du lit et de 4^{m},25 au-dessus du niveau des eaux d'été. En amont, ce massif d'enrochements est appuyé par un mur, fondé dans le sol d'alluvion, sur deux lignes de puits de 1^{m},80 d'épaisseur et de 2^{m},13 de hauteur dont la partie supérieure affleure au niveau des points les plus profonds du lit. Le mur qui surmonte ces puits a lui-même 3^{m},80 de hauteur et son couronnement en pierres de taille a 1^{m},83 de largeur. A 28^{m},65 en aval du mur, règne tout le long du barrage un massif en maçonnerie de 0^{m},90 de hauteur sur 1^{m},50 de largeur, dont la partie supérieure affleure la surface

des enrochements et qui sert à empêcher que ceux-ci ne soient entraînés par l'action du courant. La couche supérieure des enrochements est formée de blocs pesant environ 2 tonnes.

Aux deux extrémités du barrage, des ouvertures sont ménagées pour faire des chasses devant les prises des deux canaux qui partent de ce point. Ces ouvertures sont au nombre de quinze de chaque côté ; elles ont $1^m,83$ de largeur et sont fermées par des poutrelles ; le seuil est à $0^m,90$ au-dessous du radier des ouvrages de prise des canaux. Les maçonneries de ces pertuis sont entièrement noyées pendant les hautes eaux.

Barrage du Godavery. — Sur le Godavery supérieur, à Dumugudien, est un barrage (Pl. 59, *fig.* 13) formé d'un mur vertical en maçonnerie de moellons, construit sur le rocher, et ayant 1.600 mètres de longueur; sa hauteur moyenne au-dessus du lit est $4^m,50$ et sa plus grande hauteur $7^m,60$. Les crues du fleuve, en cet endroit, atteignent une hauteur de 12 mètres.

La crête du barrage a un profil convexe; elle est en maçonnerie de moëllons avec mortier de ciment.

La largeur du mur est variable avec la hauteur; pour la hauteur maximum, qui est de $7^m,60$, l'épaisseur est de $7^m,30$ à la base et de $5^m,20$ en couronne; pour la hauteur moyenne, qui est de $4^m,60$, l'épaisseur est de 4 mètres à la base et de 3 mètres en couronne.

Un talus de forts enrochements protège le mur en aval contre les dégradations que pourrait produire le courant.

Mais les ouvrages les plus importants du Godavéry sont ceux qui sont établis à la pointe du delta de ce fleuve, à 53 kilomètres de la mer. En cet endroit, le Godavéry, qui a un bassin de 26.000.000 d'hectares et des crues de 8 mètres, occupe une largeur totale de 6 kilomètres, divisée par des îles en quatre bras, et il est barré,

sur toute cette largeur, par une série de travaux de natures diverses formant une ligne droite continue : digues en terre ou en enrochements, pertuis à fermetures mobiles, barrages fixes en maçonnerie. La longueur des ouvrages en maçonnerie est de 4 kilomètres environ.

Le lit du fleuve est composé de sable sur une grande profondeur.

Dans ces conditions, le barrage fixe, dont la crête est à $3^m,60$ au-dessus de l'étiage, est constitué par un simple revêtement en maçonnerie de $1^m,50$ d'épaisseur formant bourrelet autour d'un massif de sable fortement pilonné (Pl. 59, *fig.* 14).

Il comprend, en amont, une partie verticale de $3^m,60$ de hauteur, puis un seuil horizontal de $5^m,80$ de largeur, qui est lui-même continué par un talus de 8 mètres de largeur légèrement concave ; le pied de ce talus est protégé par des enrochements. Les deux extrémités amont et aval de ce bourrelet sont supportées sur des files de puits en maçonnerie de $1^m,80$ de largeur et de $1^m,80$ de hauteur, dont le sommet affleure au niveau des basses eaux.

La crête du barrage est garnie de montants en fonte portant des rainures qui sont destinées à recevoir des poutrelles et à relever pendant l'étiage le niveau de l'eau de $0^m,75$ au-dessus du couronnement.

Cet ouvrage obstrue à peu près les 2/7 de la section du fleuve en temps de crue.

Barrages du Mahanuddy (Pl. 59, *fig.* 5, 6, 7 et 9). — A la tête du delta du Mahanuddy, il y a trois ouvrages distincts concourant à l'irrigation de ce delta (*fig.* 9) :

Un barrage régulateur, connu sous le nom de barrage de Naraje, est construit sur le bras de Katjori ; il a pour but de répartir le débit du fleuve entre ses deux principales branches ;

Un second barrage, à quelques milles en aval du précédent, à Cuttack, sur le Mahanuddy lui-même, et un troisième barrage en prolongement de ce dernier, sur le bras du Beropa. Ces deux ouvrages commandent les trois canaux d'Orissa situés, l'un sur la rive droite du Mahanuddy, le second entre le Mahanuddy et le bras du Beropa, et le troisième sur la rive gauche du Beropa.

Le barrage régulateur de Naraje est un mur vertical ayant 3^{m},60 de hauteur au-dessus des eaux d'été; il est seulement percé, vers la rive droite, de quelques ouvertures destinées à laisser passer pendant l'étiage l'eau nécessaire à la ville de Cuttack. Ce mur a une direction oblique au courant; il est fondé sur un ancien épi d'enrochements qui avait été autrefois jeté en travers du lit sableux du Katjori.

Le mur de ce barrage est défendu, en aval, par un arrière-radier incliné, formé de blocs soigneusement rangés et pesant environ 2 tonnes. Ce massif d'enrochements est divisé en trois parties par deux murettes maçonnées, parallèles au barrage, destinées à maintenir les blocs. Sur une distance ne 150 mètres à partir des culées, ces murs longitudinaux sont même renforcés par des murs transversaux placés de 30 en 30 mètres. La largeur totale de l'arrière-radier est de 60 mètres sur une longueur de 90 mètres à partir des culées; elle se réduit progressivement à 36 mètres sur le reste du barrage.

La longueur du barrage de Naraje est de 1.100 mètres; la hauteur des crues, en cet endroit, est de 9 mètres; le volume d'eau qui passe sur cet obstacle, en temps de crue, est évalué à 20.000 mètres cubes par seconde et le remous qui se produit ne dépasse pas 0^{m},60.

La direction oblique donnée à cet ouvrage a été reconnue défectueuse parce qu'elle tend à produire, en amont, des courants longitudinaux dangereux pour la fondation du mur malgré les enrochements qui la protègent.

Le second barrage, celui de Cuttack (Pl. 59, *fig.* 5, 6 et 7), a 1.935 mètres de longueur et sa crête est à $3^m,60$ au-dessus de l'étiage; les crues, en cet endroit, atteignent $6^m,50$ de hauteur. Comme le barrage de Dehri, déjà décrit, cet ouvrage se compose de trois murs parallèles noyés dans un massif d'enrochements. Ces murs ont $1^m,22$ et $1^m,50$ d'épaisseur; ils sont espacés de 9 mètres et sont fondés sur des puits cylindriques de $1^m,80$ de diamètre et $1^m,80$ de hauteur, arasés au niveau des basses eaux. La hauteur des deux murs d'aval est réglée de façon à ce qu'ils affleurent la surface des enrochements; celle-ci a une pente de $0^m,10$ par mètre à partir du sommet du mur de tête; elle est formée d'un lit de dalles de $0^m,60$ de côté et de $0^m,20$ à $0^m,40$ d'épaisseur placées debout, légèrement penchées vers l'amont et bien serrées les unes contre les autres; ces dalles ainsi disposées donnent au talus un profil en forme de crémaillère qui arrête la force du courant.

Sur une certaine longueur, du côté de la rive gauche, un des trois murs longitudinaux est supprimé; dans cette partie, le barrage est donc simplement composé de deux murs parallèles espacés de 9 mètres et noyés jusqu'à leur sommet dans les enrochements.

Une rangée d'ouvertures est ménagée à l'extrémité rive droite, devant la prise du canal qui part de ce point, et un pertuis de 150 mètres au milieu du barrage : ce dernier divisé en travées de 15 mètres, est fermé, comme au barrage de Dehri, par des hausses Chanoine avec panneaux à l'amont pour faciliter la manœuvre.

La construction du barrage de Cuttack a coûté 300.000.000 de francs; les réparations annuelles s'élèvent à 25.000 francs, soit 1 p. 100 des frais de construction.

Le troisième barrage, celui du Beropa, établi en prolongement du barrage de Cuttack, a 600 mètres de longueur; il est construit sur le même principe que ce dernier et

également fondé sur le sable, sauf cependant à son extrémité rive droite qui repose sur le rocher ; il est élevé de $2^m,70$ au-dessus des points les plus profonds du lit. Deux canaux ayant leur origine aux deux extrémités de cet ouvrage, un pertuis de chasse est ménagé près de chaque culée ; ces pertuis sont garnis de hausses Chanoine, qui paraissent avoir donné de bons résultats pour empêcher le relèvement du lit du bras de Beropa, réservé pour la navigation.

III. Réservoirs.

Utilité des réservoirs. — Dans beaucoup de districts de l'Inde et surtout dans les provinces centrales et méridionales, les réservoirs sont une grande ressource pour l'irrigation, non seulement dans la saison sèche, parce que le débit des cours y devient alors très faible, mais encore dans la saison humide, parce que les pluies durent peu longtemps et qu'elles s'écoulent vite, bien que parfois il y ait de très violentes averses pouvant donner jusqu'à $0^m,30$ de hauteur d'eau en vingt-quatre heures.

Aussi, ces régions sont, depuis un temps immémorial, couvertes de réservoirs de toutes dimensions qui sont alimentés soit par les eaux de pluie tombant sur les versants voisins, soit par des torrents, soit par des rivières.

Importance des réservoirs de la présidence de Madras. — Dans la province de Madras, il y a 50 à 60.000 réservoirs dont les digues ont ensemble près de 50.000 kilomètres de longueur et qui possèdent en tout 300.000 ouvrages en maçonnerie.

Ces réservoirs ont, d'ailleurs, des dimensions très variables et il y en a beaucoup de peu étendus ainsi qu'on

peut en juger par les chiffres ci-dessous qui se rapportent à quatre districts de cette province.

District de Kistna.

Sur 657 réservoirs, ce district en contient :

384	qui arrosent de	4 à 20	hectares,
201	—	20 à 80	—
52	—	80 à 200	—
15	—	200 à 400	—
5	— plus de	400	—

District de North-Arcot.

Sur 3.297 réservoirs, ce district en contient :

981	qui arrosent moins de.	4	hectares,
506	— de	4 à 8	—
344	—	8 à 12	—
240	—	12 à 16	—
193	—	16 à 20	—
533	—	20 à 40	—
373	—	40 à 80	—
106	—	80 à 200	—
17	—	200 à 400	—
4	— plus de . . .	400	—

District de South-Arcot.

Ce district renferme 3.495 réservoirs, dont :

161	arrosent moins de	4	hectares,
1.809	— de	4 à 20	—
1.112	—	20 à 60	—
163	—	60 à 80	—
213	—	80 à 200	—
33	—	200 à 400	—
4	— plus de	400	—

District de Madura.

Ce district contient 13.291 réservoirs, dont :

5.518	arrosent moins de	4	hectares,
2.073	— de.	4 à 8	—
1.116	—	8 à 12	—

574	arrosent de.	12 à 16	hectares.
626	—	16 à 20	—
1.457	—	20 à 40	—
916	—	40 à 80	—
536	—	80 à 200	—
127	—	200 à 400	—
48	— plus de	400	—

Dispositions générales. — Les digues des réservoirs anciens sont toutes construites en terre.

Souvent ces réservoirs sont constitués par une digue barrant une gorge étroite en amont de laquelle se trouve un bassin naturel plus ou moins étendu. Ainsi le réservoir de Cummun, district de Guntoor, qui a 2.000 hectares de superficie et dont la digue, haute de plus de 30 mètres, ferme une gorge de 90 mètres de largeur; la digue est en terre avec talus inclinés à 2 de base pour 1 de hauteur; le talus intérieur est revêtu d'un fort perré; ce réservoir contient assez d'eau pour arroser pendant deux saisons le territoire qui en dépend. On peut encore citer, dans le district de Mysore, le réservoir de Nuggar, dont le pourtour a 64 kilomètres de développement et dont la digue n'a que 300 mètres de longueur; cette digue a une hauteur maximum de $25^{m},60$ et une largeur à la base de 180 mètres. Dans le même district, sur un affluent de la rivière Lokain, est un autre grand réservoir dont la digue barre un défilé qui n'a que 69 mètres de largeur; la hauteur de cette digue atteint $37^{m},50$ et sa base à une largeur de 120 mètres environ.

Souvent aussi les réservoirs sont établis sur des plateaux légèrement ondulés, ayant des pentes de $1^{m},50$ à 2 mètres par kilomètre. Ils sont alors formés par une digue qui coupe le plateau perpendiculairement à la pente générale du terrain et par deux digues latérales remontant cette pente. Cette sorte de réservoirs nécessite généralement de grands développements de digues. Ils

sont disposés, autant que possible, de telle sorte que leur remplissage ne dépende pas exclusivement du produit toujours aléatoire des pluies qui tombent dans leur seul bassin de réception ; le plus souvent, ils sont reliés avec des cours d'eau par des canaux d'alimentation.

Quelques-uns de ces réservoirs, alimentés par des rivières ou des torrents, ont de très grandes dimensions. Ainsi, le Chembrambankum, près de Madras, couvre à peu près 2.500 hectares ; il a une digue de 5 kilomètres de longueur qui retient une hauteur maximum de 6 mètres d'eau ; ses déversoirs ont en tout 200 mètres de longueur ; il peut contenir près de 84.000.000 de mètres cubes d'eau et irriguer 4.000 hectares de riz. Un autre grand réservoir du même genre est celui de Veeranum, dans le district de South-Arcot, alimenté par un canal dérivé du Coleroon ; sa digue a 20 kilomètres de longueur et 6 mètres de hauteur maximum. Sa superficie est d'au moins 8.000 hectares et sa capacité de 80.000.000 de mètres cubes. Le réservoir de Red Hill's Lake, qui fournit d'eau la ville de Madras, est également alimenté par un canal spécial ; il a une digue de 6 kilomètres, une profondeur maximum de 6 mètres, une surface de 2.500 hectares et une contenance de 75.000.000 de mètres cubes ; ses déversoirs ont en tout 120 mètres de longueur.

Dans le district de Mysore, où l'on ne perd pas une goutte d'eau, on rencontre des séries de réservoirs échelonnés les uns à la suite des autres dans une même vallée, le réservoir inférieur commençant à l'endroit où cessent les cultures faites avec l'aide du réservoir supérieur.

Les ingénieurs anglais n'ont, pour ainsi dire, pas créé de réservoirs nouveaux dans la province de Madras ; ils ont seulement perfectionné ou développé les ouvrages existant avant eux. Ils ont surtout veillé à ce que les digues fussent soigneusement entretenues à leur profil normal, les déversoirs bien calculés et solidement établis.

les canaux d'alimentation pourvus d'ouvrages de prise, et enfin, à ce que tout l'ensemble du système pût fonctionner avec la régularité et la sécurité qui conviennent à tout ce qui concerne l'irrigation.

Digues, déversoirs, etc. — Les digues des réservoirs sont généralement construites au confin au moyen d'emprunts faits en amont et même en aval de leur emplacement; elles sont tassées par le simple piétinement des hommes; mais, comme leur construction dure au moins deux campagnes, les pluies de la mousson complètent le tassement. L'inclinaison des talus varie de 2 à 3 de base pour 1 de hauteur; à l'extérieur, une inclinaison de 1 1/2 à 2 pour 1 suffit le plus souvent. On admet, en général, qu'il faut donner à la digue, au niveau des plus hautes eaux, une largeur égale à la hauteur maximum de l'eau retenue par la digue. Les ingénieurs recommandent, en outre, comme mesure de sécurité, que la revanche de la digue au-dessus des plus hautes eaux soit comprise entre $2^m,40$ et 3 mètres.

Les talus intérieurs des digues sont ordinairement protégés par un revêtement en pierres, en argile ou en gazon. Les perreyages varient de $0^m,60$ à $1^m,20$ d'épaisseur; dans quelques grands réservoirs, les perrés sont composés de libages cubant 1/6 ou 1/7 de mètre cube, placés en boutisses ou en parpaings ou encore en escaliers; dans d'autres cas, ces perrés sont de la simple maçonnerie sèche à joints de hasard.

Les indigènes se contentent souvent, pour protéger leurs digues, de les planter d'arbres.

Dans les petits réservoirs, on emploie aussi comme revêtements des fascines de roseaux disposées horizontalement le long des talus ; au bout de très peu de temps, après quelques arrosages, les roseaux font prise et le talus est recouvert d'une végétation très serrée. Ce sys-

tème est tellement efficace que, le long des rivières du delta du Tanjore, où l'on manque de pierres, toutes les digues sont protégées de cette façon.

Chaque réservoir est muni d'un ou de plusieurs déversoirs ; quand ces ouvrages ne sont pas établis sur le rocher ou le terrain solide, on les protège par un arrière-radier en enrochements ayant au moins trois à quatre fois la largeur du radier maçonné ; celle-ci est au moins égale à deux fois la hauteur de chute comptée entre la surface de l'eau et celle du radier. L'épaisseur du radier dépend de la hauteur de chute ; avec une chute de 3 mètres et une lame de $0^m,90$ passant sur la crête du déversoir ; on donne au radier, au moins, $1^m,20$ d'épaisseur.

Les aqueducs de prise d'eau des réservoirs sont en maçonnerie ; ils sont souvent disposés de façon à pouvoir alimenter, à volonté, plusieurs canaux ayant leur lit à des niveaux différents.

Réservoirs de l'Inde supérieure. — Dans l'Inde supérieure, les réservoirs sont moins utiles parce que les rivières y ont de l'eau toute l'année ; cependant on en a construit quelques-uns dans des endroits où toute la pluie de la mousson tombe en quelques jours et où le terrain est formé d'ondulations le long desquelles l'eau des plus fortes averses s'écoule rapidement en ne produisant qu'un effet très passager. Les réservoirs d'Ajmere et de Cairwara, et le réservoir du Kabra, qui ont donné de très bons résultats, sont dans ce cas. Ce dernier, par exemple, a une superficie de 740.000 mètres carrés et renferme 1.600.000 mètres cubes d'eau.

Réservoirs spéciaux de l'Inde centrale. — Dans l'Inde centrale, on a construit parfois de petits barrages en travers de rivières peu importantes pour maintenir en amont une certaine réserve d'eau qui, par infiltration, alimente

les puits creusés pour l'irrigation dans la vallée. Mais l'utilité de ces réservoirs est contestée. Tel est le barrage du Nya-Nagar; c'est un mur en maçonnerie de 95 mètres de long, fondé sur le rocher. Il a 3 mètres de largeur à la base, 2^m,07 en couronne et 3^m,96 de hauteur; il retient l'eau dans le lit du torrent sur une longueur de 1.200 mètres environ.

Réservoirs de la présidence de Bombay. — Enfin, dans la province de Bombay, les ingénieurs anglais ont récemment construit plusieurs beaux réservoirs d'irrigation dont quelques-uns méritent spécialement d'être cités.

Réservoir de la Mutha. — Cet ouvrage est situé sur la rivière de la Mutha, affluent de la Kistna, à 16 kilomètres à l'ouest de la ville de Poona. Il est alimenté par les pluies périodiques qui tombent sur les versants des Ghâts occidentales et est destiné à l'arrosage d'une zone très sèche du plateau du Deccan; il fournit aussi d'eau potable la ville de Poona et de nombreux villages.

Ce réservoir est fermé par un mur en maçonnerie, fondé sur le roc, ayant 1.122 mètres de longueur, non compris un déversoir de 443 mètres. La hauteur du couronnement du mur au-dessus du lit de la rivière est de 30 mètres et la crête du déversoir est à 3^m,35 au-dessous de ce couronnement; le hauteur maximum de l'eau emmagasinée est donc de 26^m,65.

La capacité du réservoir est de 146.000.000 de mètres cubes et sa surface de 1.490 hectares.

Réservoir d'Ekruk. — Cet ouvrage se trouve dans la même région que le précédent, à 8 kilomètres au nord-est de Sholapur, sur la rivière d'Adhila. Le barrage du réservoir à 2.200 mètres; il est formé, à ses deux extrémités, de deux murs en maçonnerie de 426 et 396 mètres de longueur et toute la partie centrale est constituée

par une digue en terre dont la hauteur maximum au-dessus du lit de la rivière est de 23 mètres. Cette digue a un talus incliné à 1 de hauteur pour 3 de base du côté de l'eau et à 1 de hauteur pour 2 de base du côté extérieur; du côté intérieur, elle est protégée par un perré de $0^m,60$ d'épaisseur. Deux déversoirs creusés dans le rocher, aux extrémités du barrage, ont ensemble 225 mètres de débouché.

La capacité du réservoir est de 94.000.000 de mètres cubes; sa superficie est de 1.630 hectares et son bassin d'alimentation est de 36.000 hectares. Il irrigue une surface de 8.500 hectares au moyen de trois canaux situés à des niveaux différents.

Réservoir de la Betwa (Pl. 58, *fig.* 10). — Ce réservoir est fermé par un barrage qui coupe de part en part la vallée de la rivière Betwa, dont le débit, pendant les crues, peut s'élever jusqu'à 20.000 mètres cubes par seconde. Ce magnifique ouvrage en maçonnerie est fondé sur le granit et entièrement construit en pierres de granit avec mortier de ciment; il s'élève jusqu'à plus de 15 mètres au-dessus des points les plus bas de la vallée. Le couronnement a $4^m,50$ de largeur; le parement extérieur, vertical sur une certaine hauteur, est ensuite incliné avec un fruit de $0^m,24$ par mètre; le parement intérieur affecte un profil courbe. Pour une hauteur du mur égale à 15 mètres, la largeur de la base est de $18^m,60$.

Pendant la saison de l'irrigation, un ouvrage de prise donne l'eau au canal alimenté par le réservoir; pendant les crues, lorsque le réservoir est plein, toute l'eau se déverse par-dessus le couronnement du barrage en une lame qui peut dépasser 5 mètres d'épaisseur. Un petit contrefort en maçonnerie protège le sol rocheux qui se trouve au pied du mur contre les affouillements que pourrait produire cette énorme chute d'eau.

IV. Canaux.

Dispositions générales des canaux. — Ainsi qu'il a déjà été dit, on trouve dans les Indes des canaux d'inondation, alimentés seulement pendant les crues, et des canaux d'irrigation qui sont en eau toute l'année. Ces derniers sont de beaucoup les plus importants et les plus intéressants ; c'est d'eux exclusivement qu'il sera question ici.

Il est assez difficile d'indiquer avec quelque précision les règles générales adoptées pour déterminer la section et le profil en long des canaux, ces règles variant naturellement suivant les conditions spéciales des régions où sont établis ces ouvrages. Toutefois, la section des principaux canaux d'irrigation paraît être choisie de telle sorte que la profondeur maximum do l'eau y soit comprise entre 2 et 3 mètres. Quant à la pente, elle est très variable ; pour les grands canaux, elle se rapproche autant que les déclivités et la nature du sol le permettent, de $0^{m},10$ par kilomètre. On admet, du reste, que la vitesse minima pour empêcher les dépôts et pour prévenir le développement des herbes aquatiques est de $0^{m},45$ par seconde.

Il importe cependant de signaler une précaution essentielle dont on doit tenir compte dans l'établissement des canaux, précaution qu'il est du plus haut intérêt de ne pas négliger, car la régularité du service et l'économie de l'entretien en dépendent. Comme les fleuves et les rivières de l'Inde sont fortement chargés de matières en suspension, surtout pendant les crues, il faut, pour éviter des frais de curage considérables, que le limon introduit dans un canal avec l'eau d'irrigation soit, autant que possible, transporté par cette eau jusque sur les champs arrosés. On doit donc éviter dans ce parcours toutes les cau-

ses retardatrices qui amèneraient infailliblement des dépôts et veiller surtout à ce que la vitesse reste uniforme, au moins tout le long des canaux principaux. Pour les mêmes raisons, la pente des canaux secondaires doit être plus forte que celle des canaux principaux. Le curage des petits canaux est d'ailleurs moins coûteux et plus facile que celui des grandes artères pour un même volume de dépôts.

La section des canaux est toujours calculée de façon à tenir compte des besoins différents de l'irrigation pendant les deux périodes de la culture d'été et de la culture d'hiver.

Beaucoup de canaux d'irrigation sont utilisés pour la navigation. Dans ce cas, la pente est réglée de telle sorte que la vitesse de l'eau ne gêne pas trop la marche des bateaux et tous les barrages ou ouvrages régulateurs sont munis d'écluses.

Dimensions de quelques canaux. — Quelques chiffres permettront d'apprécier l'importance de certains grands canaux et l'étendue des territoires qu'ils irriguent.

Le canal du Gange septentrional (Pl. 59, *fig.* 8) débite 168 mètres cubes par seconde en été et 102 mètres cubes en hiver. La largeur du plafond est de 48^{m},75 à la prise et la profondeur d'eau, avec le débit maximum 3^{m},05. Le canal du Gange, proprement dit, a 291 kilomètres de longueur et les principales ramifications 660 kilomètres. La longueur du réseau des canaux de distribution est de 5.500 kilomètres. La surface irrigable commandée par ce système est de 423.000 hectares.

Le canal du Gange inférieur débite 182 mètres cubes par seconde en été et 92 mètres cubes en hiver. La largeur du plafond est de 65 mètres à la prise et la profondeur d'eau, à plein débit, 3^{m},05. Le canal lui-même a 504 kilomètres de longueur et ses principaux embranchements 1.362 kilomètres. Ce réseau est navigable sur

1.020 kilomètres ; il arrose chaque saison 209.300 hectares, soit dans l'année 418.600 hectares.

Le canal oriental de la Jumna (Pl. 59, *fig.* 8), qui prend son eau dans la Jumna, affluent du Gange, a 209 kilomètres de longueur; son réseau de distribution est de près de 1.000 kilomètres et il irrigue 84.000 hectares avec un débit total de 35 mètres cubes par seconde.

Le canal occidental de la Jumna (Pl. 59, *fig.* 8) a 164 kilomètres de longueur, 504 kilomètres d'embranchements principaux et irrigue 206.000 hectares. Il débite 70 mètres cubes par seconde.

Le canal d'Agra (Pl. 59, *fig.* 8), alimenté aussi par la Jumna, débite 56 mètres cubes par seconde ; il a 225 kilomètres de longueur et un réseau de distribution de 500 kilomètres. La largeur du plafond de ce canal à sa prise est de 21^{m},33 et la profondeur d'eau 2^{m},75.

Dans le Punjab, le canal du Bari Doab, alimenté par la rivière Ravi, affluent de l'Indus supérieur, débite en hiver 73 mètres cubes par seconde et, en été, 84 et jusqu'à 100 mètres cubes. Il commande une surface irrigable de 220.000 hectares. Ce canal est long de 225 kilomètres ; ses principales dérivations ont 350 kilomètres et ses canaux de distribution 1.340 kilomètres. Ce réseau contient 300 kilomètres de voies navigables.

Les irrigations du delta du Godavery (Pl. 59, *fig.* 10), qui a une surface irrigable de 400.000 hectares, sont obtenues au moyen de trois grands canaux partant de la pointe du delta : le canal de l'Est, qui a 56 mètres de largeur au plafond et 2^{m},60 de profondeur à plein débit ; le canal du Centre, qui a 35 mètres de largeur sur 2^{m},15 de profondeur ; le canal de l'Ouest, de largeur variable, qui a, dans sa section minima, 68 mètres de largeur et 3 mètres de profondeur. L'ensemble de ces canaux et de leurs principaux embranchements forme un système navigable de 830 kilomètres.

Le delta de la Kistna (Pl. 59, *fig.* 11), qui a une superficie de 550.000 hectares, a son irrigation assurée par deux canaux ayant leur origine au barrage de Beswara : l'un, le canal de l'Est, qui a 61 mètres de largeur et $2^m,60$ de profondeur ; l'autre, le canal de l'Ouest, qui a 70 mètres de largeur et $2^m,45$ de profondeur. Ces deux canaux sont navigables ainsi que presque tous leurs embranchements sur un parcours total de 480 kilomètres.

Tous les chiffres ci-dessus, qui datent d'une dizaine d'années, ont pu être déjà quelque peu modifiés par suite des travaux d'extension exécutés depuis cette époque.

D'autres ouvrages très importants existent encore, qui n'ont pas été signalés ci-dessus : ainsi, notamment, le groupe des canaux d'Orissa, dans le delta du Mahanuddy, dont il a été parlé plus haut, et le grand canal Sirhind, dans le Punjab, à peine terminé, qui a 60 mètres de largeur à son origine.

Ouvrages de prise. — Les ouvrages de prise des canaux sont construits d'après les mêmes principes que les travées à fermetures mobiles des barrages. Ils consistent en piles, munies de rainures et fondées sur un radier général en maçonnerie ; des portes ou des poutrelles servent à régler le débit.

Ainsi, l'ouvrage de prise du canal du Gange supérieur se compose de dix arches ayant $6^m,10$ d'ouverture et $4^m,87$ de hauteur sous clef ; les piles ont $1^m,46$ d'épaisseur et le radier maçonné $14^m,60$ de largeur. La fermeture de ces arches se fait en trois parties : une porte inférieure manœuvrée par un treuil, une porte moyenne manœuvrée par un second treuil et des poutrelles horizontales à la partie supérieure, le tout glissant dans des rainures en fonte encastrées dans les piles et les portes étant munies de galets de roulement qui diminuent le frottement.

Mais les ouvertures de cet ouvrage sont trop larges, ce qui rend la manœuvre des appareils de fermeture difficile.

A Narora, l'ouvrage de prise du canal du Gange inférieur a trente arches de 2^m,13 d'ouverture. Le radier maçonné a 15^m,85 de largeur sur 1^m,50 d'épaisseur, avec parafouilles de 4^m,60 de hauteur en amont et de 2^m,50 en aval; ce radier est protégé par de forts massifs d'enrochements qui ont, en amont, 19 mètres et, en aval, 30 mètres de largeur. Les plus hautes eaux montent à 3^m,96 au-dessus du radier. La fermeture s'obtient au moyen de portes en tôle glissant dans des rainures en fonte sur des galets de roulement et tirées au moyen de treuils qui se déplacent sur une passerelle supérieure.

A Okla, l'ouvrage de prise du canal d'Agra a des ouvertures encore plus étroites; elles sont au nombre de douze et n'ont que 1^m,83 de largeur.

Des ouvrages analogues sont répartis le long des canaux, pour régler les niveaux et les débits, notamment en aval de la prise des embranchements et sur ces embranchements mêmes auprès de leur tête.

Chutes, rapides. — Quand les canaux sont construits dans les parties inférieures des vallées ou dans les deltas, où la pente naturelle du sol est faible, les ouvrages de distribution suffisent en général pour régler la vitesse de l'eau de façon à ce que le lit et les berges ne soient pas corrodés. Mais, dans les régions où la déclivité du terrain est plus accentuée, on rachète cet excès de pente par des murs de chute ou des plans inclinés établis de distance en distance en travers des canaux. Il y a des ouvrages de cette nature sur le canal du Gange supérieur, sur le canal oriental de la Jumna, sur le canal du Bari Doab, sur plusieurs canaux de la présidence de Madras, etc.

Sur le canal du Gange supérieur, on avait, dans l'origine, construit des murs de chute avec profil à double courbure. Voici les dispositions générales de l'un d'entre eux, établi pour une chute de $2^m,75$ de hauteur (Pl. 58, *fig.* 12 et 13). Le massif de maçonnerie, formant mur de chute et radier, a une largeur totale de $39^m,17$; il est protégé en amont et en aval par des parafouilles, celui d'amont ayant 3 mètres de profondeur au-dessous de la crête du déversoir et celui d'aval, 6 mètres de hauteur au-dessous du radier jusqu'au sous-sol argileux; le radier a $1^m,50$ d'épaisseur. A la suite du radier, vient un arrière-radier de 14 mètres de largeur terminé par une file de pieux et de palplanches; cet arrière-radier est formé d'encoffrements à claire-voie remplis d'enrochements et maintenus à la partie supérieure par un cours de poutres horizontales. Le mur de chute est surmonté d'un pont à huit arches supporté par des piles en maçonnerie. Les arches ont $7^m,62$ d'ouverture et les piles $1^m,35$ d'épaisseur; celles-ci sont prolongées en aval de deux en deux sur $25^m,60$, dans le but de diriger le courant parallèlement à l'axe du chenal. Le débouché linéaire de l'ouvrage étant supérieur à la largeur du canal, les murs de rive, à une petite distance en aval du radier, sont légèrement recourbés vers l'intérieur, pour écarter le courant des bords; mais, malgré les sérieuses défenses du plafond et des rives, on n'a pas réussi, avec ce système, à prévenir la corrosion des berges. En outre, ces sortes d'ouvrages ont l'inconvénient d'accélérer la vitesse à l'extrémité du bief d'amont et d'y abaisser le plan d'eau. Pour corriger ces effets, on a dû d'abord relever le seuil du déversoir au moyen de poutrelles, quitte à augmenter ainsi la hauteur de la chute. Puis, pour amortir la force du courant à la suite de la chute, on a remplacé le profil à double courbure par un mur de chute vertical; enfin une murette a été construite à l'extrémité du radier, en travers du canal,

pour maintenir un matelas d'eau sur le radier et faire obstacle à la propagation des remous en aval.

Sur le canal du Bari Doab, on a tout de suite adopté le mur de chute vertical (Pl. 58, *fig.* 14 et 59, *fig.* 1). Au pied du mur, la surface du radier est établi en contre-bas du niveau normal du canal, de façon à y maintenir toujours un matelas d'eau qui amortisse l'effet de la chute. Ce puits d'amortissement était primitivement limité en aval par une murette de $1^m,10$ de hauteur, à la suite de laquelle était un second radier de moindre épaisseur que celui d'amont; mais cette murette ne détruisant pas suffisamment le remous, on l'a supprimée et on a simplement relevé en pente douce la surface du radier jusqu'au niveau normal du plafond du canal. Comme sur le canal du Gange supérieur, l'ouvrage a un débouché supérieur à la largeur normale du canal et il est aussi surmonté d'un pont en maçonnerie; les piles divisent la chute en travées de 3 mètres de largeur. Un dispositif spécial a été imaginé pour briser les filets liquides et diminuer la vitesse d'écoulement : il paraît donner d'excellents résultats.

C'est un grillage en charpente formé de pièces de bois inclinées à 1 sur 3 et encastrées à leur extrémité inférieure dans une semelle en fer fixée sur la crête du déversoir. Les pièces inclinées sont reliées par une ou plusieurs poutres transversales horizontales dont les extrémités pénètrent dans les piles; elles sont assez longues pour que leur bout supérieur sorte de l'eau de $0^m,15$ pendant les hautes eaux. Avec une lame d'eau de 2 mètres de hauteur, l'épaisseur des barres est de $0^m, 23$ et leur largeur $0^m,15$ en bas et $0^m,08$ en haut. Les poutres horizontales ont une section de $0^m,30$ sur $0^m,45$. L'écartement des barres est réglé de façon à ce que la vitesse des filets liquides ne soit pas accélérée ou retardée dans le voisinage de la chute et de telle sorte que le niveau de

l'eau en amont reste parallèle à la pente du lit. Sur le canal du Bari Doab, il y a dix-huit à dix-neuf barres par travée de 3 mètres. Les barres sont entaillées sur leurs faces verticales en biseau, de façon à ce que l'espace compris entre deux d'entre elles forme un orifice en mince paroi au travers duquel les petits matériaux sont facilement entraînés. Les gros débris sont arrêtés par le grillage et enlevés de temps en temps.

Sur le canal du Bari Doab, on a encore, au lieu de murs de chute, établi des rapides ou plans inclinés à 1 de hauteur pour 15 de base (Pl. 58, *fig.* 11). C'est un talus pavé, avec ou sans mortier, de gros blocs non arasés et formant une surface rugueuse. Ce blocage est maintenu entre des massifs de maçonnerie transversaux de $0^m,90$ d'épaisseur, construits dans toute la largeur de l'ouvrage et espacés de 12 mètres les uns des autres. Des bajoyers longitudinaux, espacés également de 12 mètres, règnent dans toute la longeur du rapide. Enfin, des barrages à poutrelles, formés par des piles laissant entre elles des intervalles libres de 3 mètres, sont construits aux deux extrémités supérieure et inférieure de la pente; ils permettent, en cas de réparation, d'isoler la partie de l'ouvrage comprise entre deux bajoyers. Au droit du barrage inférieur, les murs de rive affectent une courbure qui ramène le courant vers le milieu du chenal.

Sur les canaux de l'Inde méridionale, contrairement à ce qui se pratique dans les provinces du nord, les ingénieurs restreignent ordinairement la largeur du canal et en augmentent la profondeur au droit des murs de chute; le débit et le plan d'eau sont réglés par des poutrelles. Dans ces ouvrages, le mur de chute est vertical; sa hauteur ne dépasse guère 3 mètres; le couronnement, en fortes pierres de taille, a de $1^m,20$ à $1^m,80$ de largeur, suivant la hauteur du mur; l'épaisseur moyenne du mur varie entre les 2/5 et la moitié de la hauteur. Dans le couron-

nement, sont scellés de forts montants en fonte, hauts de 0m,90 à 1m,50, espacés de 1m,80, garnis de rainures, entre lesquels on glisse des poutrelles manœuvrées d'un pont supérieur. Le radier a 1m,20 d'épaisseur, est recouvert de pierres de taille et est protégé en aval par un parafouille profond et par un massif d'enrochements de 6 à 15 mètres de largeur. Par suite du rétrécissement produit par l'ouvrage, les parements des culées ont en plan une direction inclinée par rapport à l'axe du canal; elles affectent une forme droite ou courbe.

Traversée des cours d'eau. — Les canaux de l'Inde supérieure et, en général, ceux qui sont situés dans le voisinage des montagnes, coupent de nombreux torrents qu'il faut ou détourner pour les rejeter dans d'autres directions ou faire passer au travers du canal au moyen d'ouvrages spéciaux.

Souvent, lorsque le torrent est peu important, on le fait simplement déboucher dans le canal. Mais, lorsqu'il a un fort débit, on lui fait franchir le canal soit par-dessous, au moyen d'un siphon, soit par-dessus, dans un aqueduc.

Quelques siphons ont de grandes dimensions et se composent de plusieurs longues voûtes accolées de 4 à 5 mètres d'ouverture.

Comme exemples de passages supérieurs, le *Roorkee Treatise* cite :

Sur le canal du Gange supérieur, un ouvrage destiné à écouler les eaux du torrent Ranipore ; le bassin de réception de ce torrent a 12.000 hectares ; la cunette ménagée pour le passage de ses eaux a 59m,74 de largeur sur 4m,27 de profondeur ;

Sur le même canal, un autre ouvrage analogue au précédent, avec une cunette de 90m,22 de largeur, pour le passage du torrent Putri ;

Sur le canal d'Agra, un passage supérieur en fer, pour l'écoulement du surplus des eaux des réservoirs de Madampur. Cet ouvrage consiste en une double bâche ayant une section totale de 9^{m},14 de largeur sur 3^{m},05 de hauteur, supportée par trois poutres longitudinales. La longueur totale de la bâche est de 30 mètres divisée en trois travées égales; les piles et les culées sont en maçonnerie.

Mais, quand on s'est trouvé en présence de torrents à grande vitesse et à très fort débit, on a dû recourir à d'autres méthodes. C'est ce qui a eu lieu, notamment, à Dhanauri, sur le canal du Gange, pour le torrent Ratmu, qui a un bassin de réception de 33.000 hectares et une pente moyenne de 1^{m},50 par kilomètre à l'endroit où il coupe le canal. Ce torrent pénètre à niveau dans le canal par un ouvrage en maçonnerie, fermé ordinairement au moyen de portes; il en sort par un autre ouvrage situé juste en face, sur la rive opposée, muni également de fermetures mobiles; en aval de ces deux ouvrages, est établi sur le canal un barrage régulateur, destiné à empêcher les eaux du torrent d'envahir le bief inférieur et à régler le débit de ce bief quand le torrent passe; enfin un siphon à deux arches, de plus de 150 mètres de longueur, donne passage aux eaux du torrent en temps ordinaire. La traversée à niveau du torrent ne s'opère donc que pendant qu'il est en crue.

L'ouvrage par lequel le torrent sort du canal a un débouché total linéaire, en hautes eaux de 244 mètres; il comprend : au centre, quarante-sept travées de 3^{m},05 de largeur, dont le seuil est au niveau du lit du canal et qui sont séparées par des piles de 1^{m},07 d'épaisseur; de chaque côté de cette partie centrale, cinq travées de même largeur que les précédentes, ayant leur seuil à 1^{m},83 au-dessus du fond du canal; enfin, aux deux bouts de l'ouvrage, une plate-forme horizontale formant déversoir,

arasée à $3^m,05$ au-dessus du plafond du canal, c'est-à-dire au niveau du couronnement des piles centrales. Les travées latérales sont fermées au moyen de poutrelles et les travées centrales au moyen de portes basculant autour d'un axe horizontal. De très forts travaux de défense sont faits aux abords de cet ensemble d'ouvrages. Cette solution de la traversée à niveau est d'ailleurs évitée autant que possible à cause des dégâts qui peuvent être causés au canal en cas de crue subite et de négligence du personnel chargé de la manœuvre des fermetures.

Enfin, il convient de citer le cas où le canal est à un niveau assez élevé pour pouvoir passer au-dessus d'un cours d'eau par un pont-canal. Un des plus remarquables ouvrages de ce genre est le pont sur lequel le canal du Gange supérieur franchit la rivière Solani. Ce pont-canal a une longueur de 280 mètres ; il se compose de quinze arches de $15^m,24$ d'ouverture ; les piles ont $3^m,05$ d'épaisseur à la naissance des arches et $3^m,81$ de hauteur ; elles sont fondées sur puits foncés à l'air libre jusqu'à 6 mètres au-dessous du lit de la rivière avec radier général entre les piles. La hauteur totale de l'ouvrage au-dessus du lit de la rivière est de $11^m,58$. Les voûtes ont $1^m,52$ d'épaisseur ; elles sont en forme d'arc de cercle ayant $2^m,44$ de flèche ; la distance entre les têtes est de $58^m,52$. Le canal passe sur ce pont dans deux cunettes comprises entre des murs de $2^m,44$ d'épaisseur et $3^m,66$ de hauteur ; la profondeur d'eau à plein débit est de $3^m,05$.

Un autre pont-canal intéressant est construit sur une branche du Godavéry, large de 800 mètres et ayant en crue une hauteur d'eau de 6 mètres. Les arches sont au nombre de trente-neuf : elles ont $12^m,20$ d'ouverture et $0^m,90$ d'épaisseur à la clef ; le canal n'ayant pu être établi à un niveau assez élevé pour que les crues du Godavéry passent librement sous cet ouvrage, le sommet des arches est noyé en hautes eaux. Le plafond de la cunette

est formé par une couche de béton recouverte d'un corroi d'argile ; cette cunette a une largeur de 7 mètres et une profondeur d'eau de $1^m,50$; elle débite au maximum 15 mètres cubes par seconde. Les murs de tête supportent un passage pour piétons de $1^m,50$ de largeur avec garde-corps en fer. Les piles sont fondées sur puits et protégées par un fort radier général en aval duquel les enrochements s'étendent sur une distance de 8 mètres.

Ouvrages divers. — On rencontre le long des canaux de l'Inde tous les autres ouvrages nécessaires à l'exploitation d'un canal, tels que déversoirs de superficie, déversoirs de fond, écluses pour la navigation, ponts, etc., sur lesquels il n'y a pas lieu d'insister ici.

Les chutes produites par les ouvrages régulateurs ou autres échelonnés le long des canaux sont souvent utilisées pour faire mouvoir des moulins à blé indigènes.

Drainage. — Beaucoup de travaux de drainage importants ont été exécutés pour enlever les eaux de colature et pour améliorer les terres que le manque d'écoulement des eaux d'irrigation avait détériorées. Signalons d'ailleurs que, dans le voisinage des canaux, par suite de l'évaporation, à la surface du sol, des eaux d'infiltration, il se produit souvent des efflorescences salines qu'il est très difficile de combattre et qui rendent la terre tout à fait stérile.

V. Distribution des eaux.

Canaux de distribution. — Les prises d'eau des rigoles d'arrosage sont faites, non sur les grandes artères, mais sur des canaux de distribution échelonnés le long des canaux principaux ; des dispositions adoptées pour le tracé de ces canaux secondaires résulte, pour une grande part, l'économie de la distribution.

Le niveau des canaux de distribution est généralement fixé d'après le plan d'eau et non d'après le plafond du canal principal, de façon à ce qu'ils soient peu profonds tout en portant leurs eaux aussi près que possible de la surface du sol; on recommande que leur plan d'eau soit de $0^m,30$ à $0^m,50$ au-dessus des terrains voisins afin que l'irrigation puisse toujours se faire par gravitation.

La pente des canaux de distribution est variable suivant les déclivités du sol; dans la plupart des terrains, on adopte une vitesse maxima de $0^m,90$ par seconde et une pente de $0^m,35$ par kilomètre; mais, dans les pays plats, on est obligé de prendre des pentes beaucoup plus faibles.

La section des canaux de distribution est variable suivant l'étendue du territoire qu'ils desservent; toutefois, il ne faut pas les faire trop petits, parce que la construction et l'entretien de ce réseau secondaire deviennent alors trop coûteux. L'expérience a démontré que l'irrigation est faite dans de bonnes conditions et économiquement avec des canaux de distribution ayant environ 5 mètres au plafond, des talus à 45 degrés et une profondeur d'eau de 1 mètre à $1^m,20$.

Ces canaux secondaires comportent, comme les grandes artères, des régulateurs, des déversoirs, des siphons, des ponts et aussi des ouvrages de chute auprès desquels sont souvent établis des moulins à blé.

Ils sont curés deux ou trois fois par an, dans les moments où l'eau est le moins nécessaire; les seuils des ouvrages et, en outre, des bornes placées de distance en distance forment repères pour indiquer le niveau auquel on doit descendre les curages.

Prises d'eau et rigoles d'arrosage. — Les prises d'eau des propriétaires ou des villages sont faites, le long des canaux de distribution, au moyen de tuyaux ou de con-

duits triangulaires ou rectangulaires de dimensions déterminées, dont l'extrémité peut être fermée par une vanne. Ces tuyaux sont souvent en bois, mais on emploie aussi des tuyaux en terre cuite posés sur un lit de béton avec têtes maçonnées.

Sur le canal du Bari Doab, les prises sont faites avec des tuyaux en terre cuite de $0^m,12$ de diamètre. Sur les canaux de la Jumna, il y a deux sortes de prises : le module entier qui a $0^m,20$ sur $0^m,25$ et le demi-module qui a $0^m,20$ sur $0^m,125$; on peut considérer que le premier débite en moyenne 56 litres par seconde. Ces dimensions sont considérées aujourd'hui comme trop fortes et des prises ayant de 130 à 200 centimètres carrés sont préférées.

Toutes ces prises sont le plus souvent établies au même niveau, c'est-à-dire à la hauteur du plafond du canal ; c'est ce qu'on paraît avoir trouvé de plus pratique ; cependant il y a toujours beaucoup de discussions sur ce point.

Lorsque le débit d'un canal est insuffisant pour faire face à la demande d'eau, on organise une rotation, c'est-à-dire qu'on ferme pendant un certain temps les prises situées dans la partie voisine de la tête du canal et on ouvre, pendant le même temps, celles qui sont alimentées par la partie inférieure du canal ; puis, inversement, pendant la période suivante, on ouvre les prises supérieures et on ferme les prises inférieures. De cette façon, chaque prise reçoit l'eau tantôt pendant la moitié de la semaine, tantôt pendant une semaine sur deux.

Mesurage et prix de l'eau. — L'eau est amenée par les canaux soit à un niveau tel que l'irrigation puisse se faire par simple gravitation, soit à une certaine profondeur au-dessous du sol à arroser et, dans ce dernier cas, le cultivateur l'élève mécaniquement, au moyen de no-

rias ou de seaux en cuir manœuvrés par l'homme ou par les animaux.

Dans l'Inde supérieure, la prise à payer pour l'eau d'irrigation est établie d'après la surface arrosée et la nature de la récolte ; l'eau reçue par gravitation est payée plus cher. Des arrangements séparés sont faits pour chaque récolte ou bien le cultivateur passe un contrat pour plusieurs années.

Tous les canaux de l'Inde étant la propriété de l'État, ce sont les agents du gouvernement qui fixent la taxe de l'eau et qui la perçoivent. Sur les canaux du Gange et de la Jumna, cette taxe est établie d'après les bases suivantes :

	PRIX PAR HECTARE de l'eau d'irrigation	
	avec écoulement par gravitation	avec élévation mécanique
	fr.	fr.
Première classe. — Sucre, pour une année; riz, par récolte	28,65	19,10
Deuxième classe. — Fruits, pépinières, potagers, herbages, opium, tabac, etc., par récolte	17,20	11,45
Troisième classe. — Indigo, coton, blé, avoine, etc., par récolte	12,90	8,60
Quatrième classe. — Maïs indien, orge, légumes, etc., par récolte	9,55	5,72

Sur le canal du Bari Doab, toutes les récoltes paient le taux, soit 13f,84 pour 1 hectare arrosé par gravitation et 6f,92 pour 1 hectare arrosé avec des machines élévatoires.

Sur le canal de la Soane, le prix de l'eau est de 14f,30 pour une année et pour deux récoltes.

Il serait évidemment préférable, pour éviter le gaspillage, de vendre l'eau au volume, sans intervenir dans l'usage qu'en fait l'agriculteur ; mais aucune des méthodes imaginées pour assurer un débit constant aux prises

d'irrigation n'a semblé suffisamment pratique, avec des canaux de distribution dont la chargè est assez variable et dépend du niveau du canal principal, de la quantité de pluie qui tombe, des dépôts de vase, etc.

Dans la province de Madras, le prix de l'eau n'est pas perçu comme dans l'Inde supérieure; la terre irriguée y est simplement chargée d'un impôt plus élevé.

Personnel. — Le personnel des irrigations est organisé de façon à assurer :

La construction et l'entretien des canaux et des ouvrages qui en dépendent ;

La distribution rationnelle et équitable des eaux;

L'établissement des taxes d'arrosage et leur perception.

Pour remplir ces triples fonctions, voici, par exemple, comment, d'après le *Roorkee Treatise*, est organisé, dans les provinces du nord-ouest, le service d'une division de canal.

La direction de la division est confiée à un ingénieur divisionnaire ayant sous ses ordres : un agent judiciaire indigène, un agent indigène des mesurages et des revenus avec un personnel d'arpenteurs, des ingénieurs-adjoints assistés par des sous-inspecteurs et des surveillants.

L'ingénieur divisionnaire ne s'occupe pas directement des travaux ou de l'administration d'une partie du canal, il s'occupe de la direction générale et, pour cela, il doit toujours être libre de se rendre lui-même partout où sa présence est nécessaire. C'est un poste qui exige beaucoup d'activité et des déplacements continuels.

L'ingénieur-adjoint est chargé des travaux et de l'entretien de sa subdivision; il est responsable de l'exécution des ouvrages, du matériel, de la comptabilité des travaux, de la police et de la bonne distribution des eaux.

Il doit, par de nombreuses tournées, se tenir au courant des besoins de l'agriculture, du débit des canaux et du mesurage des terres irriguées de sa circonscription qui embrasse en moyenne 20.000 hectares arrosés annuellement.

L'agent judiciaire indigène a principalement pour fonctions de poursuivre les contrevenants aux lois et règlements du canal; mais il a aussi une autre besogne très importante qui consiste à apaiser les différends qui s'élèvent à propos de l'usage des eaux, à surveiller le mesurage des terres irriguées, à inspecter les livres des agents des mesurages et revenus. Il rend compte à l'ingénieur divisionnaire de toutes les irrégularités qu'il constate.

L'agent des mesurages et revenus a une circonscription à peu près égale à une subdivision d'ingénieur-adjoint; il est chargé de toute la distribution des eaux. Il surveille l'irrigation dans chaque village; il est le chef direct des surveillants d'irrigation et des arpenteurs; les certificats pour le paiement des droits d'eau portent sa signature et celle de l'ingénieur divisionnaire. Sur le canal oriental de la Jumna, la circonscription de ces agents comprend jusqu'à deux cents villages et 65.000 hectares. Leurs livres sont souvent vérifiés et signés par l'ingénieur divisionnaire.

Les sous-inspecteurs, placés sous les ordres des ingénieurs-adjoints, sont spécialement des agents d'exécution pour la construction et l'entretien des ouvrages. Sur le canal de la Jumna, la section d'un sous-inspecteur comprend environ 16 kilomètres de canal principal et 65 kilomètres de canaux de distribution.

Enfin, les surveillants d'irrigation font les arrangements avec les particuliers et en surveillent l'exécution; leur section ne comprend pas plus de 8 à 10 kilomètres de canal et 250 à 350 hectares, de façon à ce qu'ils puis-

sent la parcourir tout entière dans une même journée.

VI. Dépenses et revenus.

Aperçu général. — Tous les ouvrages d'irrigation exécutés dans les Indes sous la domination anglaise ont été construits par l'État, sauf un petit nombre de canaux, qui ont été entrepris par des compagnies avec garantie de l'État, et sauf quelques canaux de distribution, qui appartiennent à des syndicats de propriétaires et qui ont été établis à leurs frais.

C'est surtout à partir de 1866 que les travaux d'irrigation prirent une grande extension. Avant cette date, on avait bien commencé un certain nombre d'ouvrages importants, ainsi : le canal occidental de la Jumna en 1817, les travaux du Cauvery en 1834, ceux du Godavéry en 1847, du canal du Gange supérieur en 1847, de la Kistna en 1852 ; mais faute de ressources spéciales consacrées à ces dépenses, les travaux marchaient lentement. On essaya alors d'avoir recours, pour l'exécution et l'exploitation des canaux, à des compagnies d'irrigation garanties par l'État ; ce système donna de mauvais résultats et fut promptement abandonné ; un seul vestige en est resté jusqu'à ces derniers temps dans la province de Madras.

Enfin, en 1866, le gouvernement des Indes sentit la nécessité de procéder avec énergie et d'exécuter rapidement tout un ensemble de grands travaux d'aménagements des eaux pour prévenir les terribles famines qui désolaient périodiquement le pays par suite de l'insuffisance des récoltes pendant les années sèches. Il fit, à cet effet, des emprunts spéciaux et procéda lui-même à l'exécution des travaux. D'après le programme adopté à cette époque, les dépenses à engager pour l'irrigation s'élevaient à plus de 460.000.000 de francs.

Dépenses de construction. — Certains ouvrages, tels que les canaux de la Jumna, les canaux d'inondation du Punjab, les réservoirs de la province de Madras, sont d'anciens travaux indigènes perfectionnés, remaniés et développés par les ingénieurs anglais ; mais les grands canaux du Gange supérieur et inférieur, du Bari Doab, d'Agra, de la Soane, du Godavéry, de la Kistna et tant d'autres sont des travaux entièrement neufs.

Quelques chiffres, extraits de l'ouvrage de M. R. Buckley, sur l'irrigation dans les Indes et provenant du rapport du Comité des travaux publics de l'Inde en 1878, montreront approximativement quelle a été la dépense de premier établissement de quelques-uns de ces ouvrages.

Pour le canal du Gange supérieur, la dépense de construction est évaluée à 80.000.000 de francs, ce qui, avec un débit de 183 mètres cubes par seconde à la prise, correspond à 440 francs pour un débit continu de 1 litre à la seconde, soit, d'après les chiffres cités plus haut, le dixième de cette somme ou 44 francs par hectare irrigable.

Sur le canal oriental de la Jumna, la somme dépensée a été de 10.800.000 francs, soit, pour un débit maximum de 35 mètres cubes par seconde, 310 francs par litre débité à la seconde d'une façon continue ; il s'agit là de sommes consacrées à compléter d'anciens travaux. Dans les mêmes conditions, pour le canal occidental de la Jumna, qui débite 70 mètres cubes par seconde, la dépense évaluée à 5.800.000 francs, ressort à 83 francs par litre débité à la seconde.

Le canal d'Agra, évaluée 19.600.000 francs pour un débit total de 56 mètres cubes, revient à 350 francs par litre débité à la seconde.

Pour le canal du Bari Doab, le coût de la construction a été de 40.000.000 de francs avec un débit de 100 mètres

cubes; le litre débité par seconde d'une façon continue ressort donc à 400 francs.

Dans toutes ces estimations, n'est pas compté l'intérêt du capital pendant la construction.

Le *Roorkee Treatise* estime, d'après l'ensemble des travaux exécutés, que, dans l'Inde septentrionale, un canal de premier ordre, tous frais compris, personnel, intérêts pendant la construction, terrains occupés par les travaux, coûte, avec son réseau de canaux de distribution, en moyenne 355 francs pour un débit continu de 1 litre à la seconde et 55.000 francs par kilomètre du canal principal et des maîtresses branches. Il faut compter quatre kilomètres de canaux de distribution pour 1 kilomètre de canal principal et ces canaux de distribution sont évalués à 1.500 francs par kilomètre.

Si l'on considère, d'autre part, les travaux d'irrigation des deltas de la province de Madras, on trouve que, pour le delta du Godavéry, dont la superficie est de 400.000 hectares, la dépense de construction, qui est de 21.000.000 de francs, correspond à 50 francs par hectare irrigable et, pour le delta de la Kistna, qui a une surface de 550.000 hectares, la dépense des travaux, qui est de 12.000.000 de francs, revient à 21 francs par hectare.

Dépenses d'entretien et d'exploitation. — Les dépenses d'exploitation et d'entretien, sur le canal du Gange supérieur, s'élèvent annuellement à 2.600.000 francs environ, soit à peu près 14 francs par litre débité à la seconde. Ces frais sont, sur le canal oriental de la Jumna, de 575.000 francs, soit 16f,40 par litre d'eau à la seconde; sur le canal occidental de la Jumna, de 940.000 francs, soit 12f,70 par litre à la seconde; sur le canal du Bari Doab, de 1.250.000 francs, soit 12f,55 par litre à la seconde.

En moyenne, la dépense d'entretien et d'exploitation, sur des canaux de ce genre, peut être estimée égale à

10f,70 par litre à la seconde, sans compter le service des canaux de distribution, et 14f,20 en y comprenant ce dernier service. Les frais d'entretien des canaux de distribution sont en moyenne de 0f,08 par mètre courant.

Dans les deltas de la province de Madras, la dépense d'entretien et d'exploitation est, pour le Godavéry, de 900.000 francs, soit 2f,25 par hectare, et, pour la Kistna, de 600.000 francs, soit 1f,25 par hectare de surface de delta.

Revenus. — Il est assez difficile de calculer exactement les bénéfices dus à tous ces travaux considérés comme entreprises industrielles, c'est-à-dire d'évaluer le tant pour cent que rapporte annuellement le capital dépensé. En réalité, le gouvernement des Indes a procédé à leur exécution principalement dans le but d'empêcher la famine de dévaster le pays pendant les années sèches et non avec l'idée d'en tirer un profit direct.

Dans certaines régions, dans la province de Madras, par exemple, le bénéfice que le gouvernement retire des irrigations consiste tout entier dans l'augmentation de l'impôt foncier résultant de la plus-value des terres. Il en est de même dans la vallée du Sind, où sont surtout des canaux d'inondation et où la sécheresse de l'atmosphère est telle que le sol n'a aucune valeur et ne donne rien sans arrosage. Dans les provinces du nord-ouest et dans le Punjab, l'agriculteur paie, il est vrai, une redevance proportionnée à la quantité d'eau qu'il reçoit ; mais cette redevance est, comme on l'a vu, assez faible ; elle ne correspond ni au capital dépensé pour la construction des canaux, ni au bénéfice que l'irrigation rapporte à la terre. D'ailleurs, dans ces mêmes provinces, le gouvernement perçoit, outre cette taxe, une plus-value sur l'impôt foncier, par suite du développement que l'arrosage a imprimé aux cultures.

Si l'on veut mettre en lumière les résultats financiers des travaux, il faut donc porter au crédit des canaux, non seulement les revenus directs provenant de la vente de l'eau, mais encore les sommes encaissées à titre de plus-value de l'impôt foncier résultant de l'irrigation; c'est, en effet, ce que fait le gouvernement indien dans ses comptes annuels. Il est bon, toutefois, de remarquer qu'il n'est pas toujours aisé d'apprécier quelle est la part d'augmentation de l'impôt foncier qui doit être réellement attribuée aux travaux d'irrigation; car cette augmentation provient aussi d'une foule d'autres causes parmi lesquelles il faut citer, en première ligne, l'extension et l'amélioration des voies de communication et des moyens de transport.

Toute réserve faite à cause de cette incertitude, la mise à exécution du plan de travaux arrêté en 1866 ne paraît pas avoir été financièrement une mauvaise opération pour le gouvernement indien, en dehors des avantages qu'ont apportés à la population elle-même le développement agricole du pays et tout spécialement l'assurance d'être efficacement armée contre la sécheresse et la famine. Ainsi, en 1876, le capital dépensé dans les travaux d'irrigation de toute nature, en cours d'exécution ou achevés depuis plus ou moins longtemps, s'élevait à 390.000.000 de francs, non compris les intérêts pendant la construction; le total des revenus directs et indirects, pour l'ensemble des travaux, était calculé cette année-là à 31.000.000 de francs, ce qui représente, en déduisant 10.000.000 de francs pour les frais d'entretien et d'exploitation, 5,35 p. 100 du capital dépensé.

Ce bénéfice était loin d'être réparti uniformément sur les divers canaux : une grande partie de ceux-ci était en déficit, d'autres à peine terminés ou en cours d'exécution. Du reste, dans les Indes comme dans tous les autres pays, l'irrigation ne se développe pas rapidement et, par

suite, le revenu des canaux est lent à se produire, à moins qu'ils ne soient construits dans des régions particulièrement favorables, où le paysan a toujours été habitué à détourner l'eau des rivières pour arroser la terre, comme, par exemple, dans les deltas du Godavéry, du Cauvery, de la Kistna. Dans ces deltas, l'établissement des ouvrages d'irrigation présente encore un autre avantage, c'est que, aussitôt une retenue créée, toute l'eau supplémentaire qu'elle donne peut être très facilement utilisée tout de suite par de simples modifications peu coûteuses du lit des canaux existants : les travaux peuvent servir avant d'être achevés.

En général, sauf dans ces derniers cas, on compte au minimum dix ans pour que l'irrigation se soit normalement étendue le long d'un canal nouvellement établi. Ainsi, ce n'est qu'après quatorze ans que le canal du Gange supérieur a rapporté 4 p. 100 de son capital de premier établissement, calculé sans y comprendre les intérêts pendant la construction ; vingt ans après sa mise en eau, il rapportait 7,20 p. 100. Par contre, les ouvrages relativement peu coûteux, comme les canaux de la Jumna, rapportaient déjà, il y a dix ans, environ 20 p. 100, et, parmi les travaux des deltas, ceux du Cauvery, donnaient 80 p. 100, ceux du Godavéry, 12 p. 100, ceux de la Kistna, 10 p. 100.

Ces résultats sont intéressants à constater au point de vue du profit qu'on peut tirer des grands travaux d'irrigation dans les régions analogues à celles de l'Inde.

Le Caire, mai 1890.

TABLE DES MATIÈRES

N° 11

PRIX DÉCERNÉS AUX ÉLÈVES INGÉNIEURS

SORTIS DE L'ÉCOLE DES PONTS ET CHAUSSÉES

1889

Prix Kleitz, comprenant une collection des *Annales des Ponts et Chaussées*, attribué à M. Dubois (Paul), sorti le premier de sa promotion.

1890

Prix Bommart, comprenant un certain nombre d'ouvrages techniques qui ont été répartis en quatre prix attribués aux élèves-ingénieurs de la 1re classe de la manière suivante : 1° *Construction*, M. Godron; 2° *Mécanique et Machines à vapeur*, M. Javary ; 3° *Hydraulique agricole, Navigation intérieure et Travaux maritimes*, M. Godron ; 4° *Économie politique et Droit administratif*, M. Viallefond.

Prix Rousselle, comprenant une collection des *Annales des Ponts et Chaussées*, destiné à l'élève qui, après ses trois années d'étude, sortira le premier de l'École en 1890, M. Javary.

1891

Prix Reynaud, comprenant un traité d'Architecture, fondé en faveur de l'élève-ingénieur sortant qui se sera le plus distingué en *Architecture*, M. Michaux.

Prix Tarbé de Saint-Hardouin, d'une valeur de 200 francs, fondé par Mme Tarbé de Saint-Hardouin, veuve d'un ancien directeur de l'École, en faveur de l'élève sortant qui se sera le plus distingué en *Droit administratif* pendant les deux années du cours, M. Théry.

Prix Gendarme de Bévotte, comprenant une collection des *Annales* destiné à l'élève qui, après ses trois ans d'étude, sortira le premier de l'École en 1891, M. Collot.

Prix Holleaux, comprenant une collection de livres techniques, destiné à l'élève qui, après ses trois années d'étude, sortira le premier de l'École en 1891, M. Collot.

CHRONIQUE

(Septembre 1891)

N° 42

Dans le compte rendu sommaire de la session de 1889 du Congrès des chemins de fer publié par les *Annales* (livraison de janvier 1891), le Pérou n'a pas été indiqué parmi les pays qui s'étaient fait représenter.

La liste dressée par la commission du Congrès portait en effet que le Pérou ne se ferait pas représenter (page 64), et la liste complémentaire n'a pas rectifié cette déclaration.

Ce sont ces documents qui ont été utilisés pour le compte rendu, dont la rédaction était terminée en novembre 1889. Mais le compte rendu *in extenso* officiel du Congrès prouve que le Pérou a été représenté par M. Habich, directeur de l'École des ingénieurs de Lima.

Construction d'un tunnel en fonte avec bouclier sous l'Hudson.

Par M. H. Rousseau, Ingénieur des ponts et chaussées.

Pour faire pénétrer à New-York plusieurs chemins de fer qui s'arrêtent actuellement sur la rive opposée de l'Hudson, la construction d'un tunnel sous cette rivière a été entreprise en 1874. On trouve dans les « Annales des Ponts et Chaussées (*) » la description des premiers travaux, faits sous la direction de M. Has-

(*) Voir *Ann.* 1882, 2ᵉ sem., p. 220.

kin, et qui consistaient à ouvrir dans la vase deux souterrains parallèles, d'une longueur de 1.650 mètres, en ellipse et à voie unique. Le percement se faisait à l'air comprimé, en commençant par une galerie d'attaque de faible diamètre appelée pilote, que l'on élargissait ensuite; la section définitive était formée d'un anneau de tôle revêtu intérieurement de maçonnerie de brique. Entrepris sur les deux rives, les travaux étaient surtout avancés du côté de Jersey-City, où l'un des souterrains atteignait 600 mètres de longueur, lorsque des embarras financiers amenèrent une interruption qui s'est prolongée jusqu'en 1890.

Une nouvelle société, formée avec des capitaux anglais, qui a pris pour ingénieurs conseils Sir John Fowler et Sir Benjamin Baker, constructeurs du pont sur le Forth près d'Édimbourg, et pour ingénieur en chef M. Hutton, emploie dans la continuation des travaux une méthode toute différente : le tunnel est formé de voussoirs en fonte, et l'avancement se fait sous la protection d'un bouclier.

Ce procédé a déjà été employé à Londres, sous la Tamise, dans la construction de deux tunnels accolés, de 3^{m},20 de diamètre, pour un chemin de fer électrique inauguré en 1890. Il a été également appliqué en Amérique à l'ouverture d'un souterrain de 2.800 mètres de longueur et de 6 mètres de diamètre sous la rivière Saint-Clair, entre les États-Unis et le Canada. Le percement de ce dernier ouvrage, commencé en 1889, a été achevé en un an, et s'est fait avec une grande régularité. L'un et l'autre sont décrits dans le « Génie civil ».

A New-York, les travaux actuellement repris ont beaucoup d'analogie avec ceux de la rivière Saint-Clair. La nouvelle section du tunnel, qui a 5^{m},94 de diamètre extérieur, est formée d'anneaux circulaires en fonte, d'une longueur de 0^{m},51, dont chacun se compose de 9 segments et d'une clé. Les 9 voussoirs ont en moyenne une épaisseur de 0^{m},03. Ils présentent à l'intérieur des rebords de même épaisseur, verticaux et horizontaux, dont la hauteur est de 0^{m},20 pour les premiers, 0^{m},18 pour les seconds. Ces rebords sont percés de trous où passent des boulons de 0^{m},03 d'épaisseur pour lier les voussoirs entre eux. Ceux-ci sont en outre renforcés par trois nervures transversales, et portent à leur centre une oreille qui permet de les saisir.

Le bouclier, servant à la fois à la protection et à l'avancement du travail, a été construit en Angleterre. C'est un large cylindre à axe horizontal que traverse un diaphragme percé de portes. Le cylindre est formé de deux enveloppes d'acier concentriques,

séparées par un intervalle de 0m,43 : la première a 6m,07 de diamètre extérieur, 3m,20 de longueur, et se compose de deux feuilles de 16 millimètres superposées ; l'enveloppe intérieure est limitée en arrière par le diaphragme et s'arrête en avant à 0m,71 du bord de la première, auquel elle est rattachée par une surface conique pour former couteau. Les deux enveloppes sont d'ailleurs liées dans leur longueur par 16 lames fixées par des cornières et disposées suivant des plans diamétraux.

Le diaphragme, également en acier, a 16 millimètres d'épaisseur ; il est à une distance de 1m,73 du bord coupant du bouclier. Il est divisé transversalement par quatre poutres, deux horizontales et deux verticales, dont chacune est formée de deux feuilles de 13 millimètres ; elles s'étendent depuis le diaphragme jusqu'au plan de tête du bouclier, elles sont attachées par des cornières au diaphragme, à l'enveloppe circulaire intérieure et entre elles, et présentent un bord antérieur tranchant. Il y a ainsi 9 compartiments, à chacun desquels correspond dans le diaphragme une porte s'ouvrant intérieurement, dont les dimensions variables sont au maximum de 0m,75 sur 0m,60 ; une lame de caoutchouc assure l'étanchéité de la fermeture.

Le bouclier offre en outre, en avant des portes, une disposition nouvelle qui augmente la sécurité. Il suffit en effet, dans un terrain ordinaire, d'ouvrir chacune des portes pour que les ouvriers placés devant elles puissent faire passer la vase derrière eux, et le travail de déblai se fait alors régulièrement. Mais dans une vase fluide, leur position serait dangereuse, et en se retirant ils ne réussiraient peut-être pas à fermer les portes. Cet inconvénient est atténué par l'existence d'une cloison verticale dans chacun des 9 compartiments. Elle est à 1m,01 en avant du diaphragme ; elle descend jusqu'à 0m,71 au-dessus de la poutre horizontale correspondante, c'est-à-dire plus bas que la porte, puis se retourne horizontalement vers celle-ci pour former un plancher qui n'est ouvert que dans le voisinage du diaphragme. Comme on peut craindre l'envahissement des ouvertures par un terrain peu consistant, on a ainsi devant chaque porte une sorte d'écluse qui permet dans tous les cas d'exécuter le travail avec moins de danger.

A mesure que le déblaiement se poursuit, on fait avancer le bouclier par des pistons hydrauliques, en prenant pour point d'appui le dernier anneau de fonte mis en place dans le tunnel. A cet effet, il existe à l'arrière du diaphragme 16 petits cylindres équidistants, horizontaux, fixés au contour compris entre les

deux enveloppes. Ils dépendent d'une seule pompe, mais des robinets distincts permettent de mettre en mouvement les 16 pistons ensemble ou séparément, et d'orienter ainsi le bouclier dans sa marche. On le fait avancer d'une longueur suffisante pour mettre en place un nouveau cercle de voussoirs ; et, afin que la vase ne pénètre pas dans l'intervalle, l'enveloppe extérieure du bouclier s'étend assez loin en arrière du diaphragme pour entourer toujours la tête du tunnel.

Les pompes hydrauliques nécessaires à l'avancement du bouclier et à la manœuvre des voussoirs sont disposées sur un cadre horizontal mobile, situé au niveau de l'axe et formé de deux poutres métalliques roulant sur des rails fixés à la circonférence.

Les voussoirs sont maniés et mis en place avec une facilité remarquable. L'opération se fait au moyen d'un grand bras métallique mû par la pression hydraulique, d'une longueur de $4^m,42$, placé en avant des pompes, susceptible de tourner autour de l'axe du tunnel et, en même temps, de se déplacer dans le sens des rayons. Un boulon suffit pour attacher un voussoir à l'extrémité de ce levier qui, en tournant, l'élève à la place qu'il doit occuper, l'enfonce et le maintient jusqu'à ce qu'on l'ait relié aux voussoirs voisins.

Telle est la méthode suivie pour faire avancer la tête du tunnel ; il ne reste qu'à ajouter quelques mots sur les conditions dans lesquelles s'exécute le travail.

Tout reposait autrefois sur l'emploi de l'air comprimé, destiné à repousser l'eau et la vase. Il en est de même aujourd'hui ; mais les précautions prises font espérer que les accidents du début ne se renouvelleront pas. Une première écluse à air est placée dans un mur fermant transversalement le tunnel à 380 mètres du rivage. Une seconde écluse est située à 100 mètres plus loin ; et à 90 mètres de celle-ci est une troisième écluse, constituée par une chaudière de $1^m,83$ de diamètre, $4^m,57$ de longueur, s'ouvrant à chaque extrémité par une porte de $1^m,22$ sur $0^m,91$. La pression augmente ainsi graduellement jusqu'à la chambre de travail, dont l'étendue peut être suffisamment restreinte, et où elle s'élève au maximum à 3 kilogrammes par centimètre carré.

L'enlèvement des déblais se fait au moyen de wagonnets roulant sur une voie ferrée qui, dans la partie nouvelle du souterrain, est suspendue au niveau de l'axe. On dépose cette vase plus en arrière dans le tunnel, que l'on remplit sur la moitié de sa hauteur en se réservant de le vider plus tard : car le puits d'en-

trée n'est pas disposé pour un enlèvement économique des déblais. La voie ferrée se prolonge à travers les écluses dont chacune peut recevoir à la fois deux wagons. Entre les écluses, la traction est faite par des mulets qui restent toujours dans la même atmosphère.

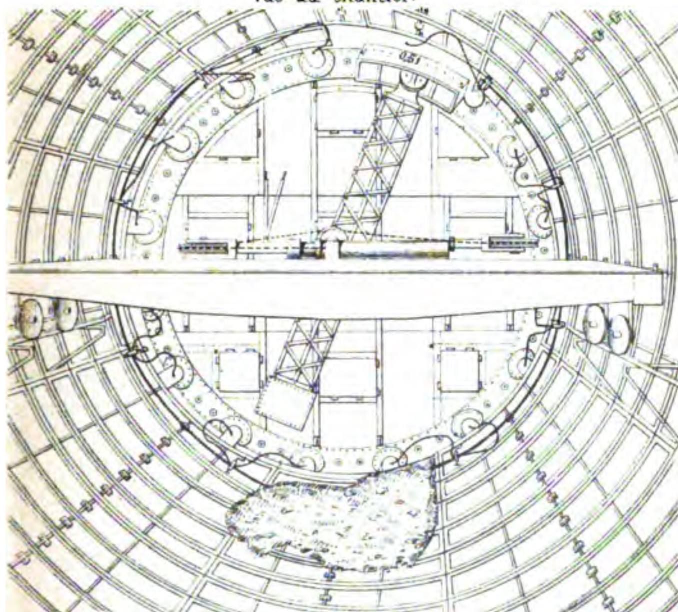
Les tunnels qui viennent d'être achevés à Londres ont été entourés d'une sorte de chape : aussitôt après la mise en place des voussoirs, on injectait du mortier de ciment dans le vide extérieur produit par l'avancement du bouclier. Cette précaution a paru inutile dans la vase de New-York, et les voussoirs ne portent pas de trous destinés à l'exécution d'un semblable revêtement ; on se contente de remplir les joints de ciment.

L'ensemble du travail est fait d'une manière continue par trois équipes d'ouvriers qui se succèdent toutes les 8 heures et se reposent en outre pendant la 5e heure qu'ils passent à l'air libre. L'avancement moyen est de 1m,20 par jour : aussi l'on prévoit qu'il faudra deux ans pour achever le tunnel actuellement en cours d'exécution, le seul dont le percement ait été repris.

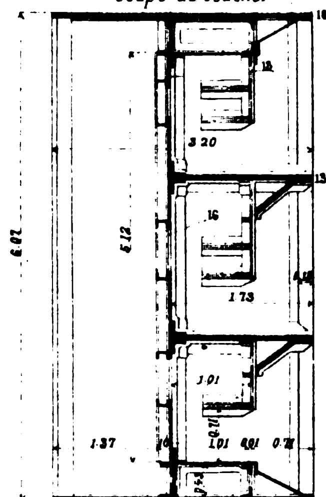
Paris, 21 mars 1891.

Tunnel en fonte construit sous l'Hudson

Vue du chantier



Coupe du bouclier



N° 43

BULLETIN BIBLIOGRAPHIQUE

OUVRAGES ANGLAIS.

Besant (W.-H.). — A Treatise on Hydromechanics. Part I, Hydrostatics. 5th ed., Revised. Cr. 8vo, pp. 260. Bell and Sons. 5/.
Traité d'hydromécanique.

Dixon (E.-T.). — The Foundations of Geometry. Cambridge, 1891. 8°.
Les fondements de la géométrie.

Fleming (J.-A.). — The Alternate Current Transformer in Theory and Prac. Vol. I, the Induction of Electric Currents. New ed. 8vo, pp. 496. "*Electrician*" Co. 7/6.
Théorie et pratique du transformateur de courants alternatifs.

Gordon (J.-E.-H.). — A Physical Treatise on Electricity and Magnetism. 3rd ed. 2 vols. 8vo, pp. 680. Low 42/.
Traité pratique d'électricité et de magnétisme.

Harcourt (L.-F.-V.). — Achievements in Engineering During the Last Half Century. With Illusts. and Diagrams. Cr. 8vo, pp. 318. Seeley. 5/.
Progrès dans l'art de l'ingénieur pendant les cinquante dernières années.

Howe (H.-M.). — The Metallurgy of Steel. 2nd ed., Revised and Enlarged, with Woodcuts and Plates. Vol. I. 4to. Gay and Bird. 50/.
Métallurgie de l'acier.

Hulton (William-R.). — The Washington Bridge over the Harlem River, at 181st Street, New-York City. A Description of its Construction. Illust. with 26 Alber-types and 37 double and single page Lithographs. 4to. Rosenberg (New-York).
Le pont Washington sur la rivière de Harlem.

Jones (D.-E.). — Elementary Lessons in Heat, Light and Sound. London, 1891. 12°, 280 pp.

Leçons élémentaires sur la chaleur, la lumière et le son.

Loney (S.-L.). — Elements of Statics and Dynamics. London, 1871. 12°. 450 pp.

Eléments de statique et de dynamique.

Routh (E.-J.). — A Treatise on analytical Statics. Vol. I. London, 1891. 8°.

Traité de statique analytique. Tome 1er.

Stretton (C.-E.). — Safe Railway Working : A Treatise on Railway Accidents, their Cause and Prevention. 2nd ed., Enlarged. Cr. 8vo, pp. 214. Crosby Lockwood and Son. 3/6.

La sécurité dans l'exploitation des chemins de fer. Traité des accidents de chemins de fer, de leurs causes et de leur prévention.

Taylor (E.-B. and G.-M.). — Water-pipe Discharge Diagrams, showing the Relation between the Diameters, Gradients and Discharges of Water-pipes, etc. Oblong folio. Batsford. 12/6.

Débit des conduites d'eau. Diagrammes montrant la relation entre les diamètres, les pentes et les débits des conduites d'eau.

Thorpe (T.-E.). — A Dictionary of applied Chemistry. Vol. II. London, 1890. 8°, 720 pp. S. 1890 Nr. 944.

Dictionnaire de chimie appliquée.

OUVRAGES ALLEMANDS.

Heymann (Wold). — Studien über die Transformation und Integration der Differential- und Differenzengleichungen, nebst einem Anhang verwandter Aufgaben. Leipzig, 1891. Teubner. 8°. X, 436 pp. 12 *M.*

Etudes sur la transformation et l'intégration des équations différentielles et aux différences.

Horn (Jac.). — Ueber Systeme linearer Differentialgleichungen mit mehreren Veränderlichen. Berlin, 1891. Mayer et Müller. 8°. 123 pp. 3 *M* 60 *d.*

Sur les systèmes d'équations différentielles linéaires à plusieurs variables.

Junker (Jos). — Die Verallgemeinerung der Hermiteschen Transformation im Zusammenhang mit der invarianten theoretischen

Reduktion der Gleichungen. Köln, 1887. [Crefeld, J. Greven.] 4°. III, 32 pp. 2 *M.*

Généralisation de la transformation d'Hermite, dans ses rapports avec la réduction théorique des invariantes des équations.

Rebber (W.). — Konstruktion und Berechnung der Wasserräder. Mittweida, 1891. Polytechn. Buchhandlg. Fol. V pp. u. 68 Sp. Mit 35 lith. Taf. 14 *M.*

Construction et calcul des roues hydrauliques.

OUVRAGES ITALIENS.

Annali del consiglio delle tariffe delle strade ferrate : 1890 (Ministero dei lavori pubblici : r. ispettorato generale delle strade ferrate). Roma, tip. Nazionale di G. Bertero, 1891. 8°. p. 206.

Annales du Conseil des tarifs des voies ferrées.

Beltrami *prof.* (Eug). — Considerazioni sulla teoria matematica del magnetismo : memoria letta alla r. accademia delle scienze dell' istituto di Bologna nella sessione del 22 febbraio 1891. Bologna, tip. Gamberini e Parmeggiani, 1891. 4°. p. 47. (Estr. dalle *Memorie della r. accademia delle scienze dell' istituto di Bologna*, serie V, tomo 1.)

Considérations sur la théorie mathématique du magnétisme.

Bianchi-Maldotti (E.). — Manuale di idraulica. Torino, 1891. 16°. Con 63 fig.

Manuel d'hydraulique.

Bottiglia *ing.* (Ang.). — Sulle velocità di massimo rendimento ed a vuoto delle turbine : nota (R. accademia delle scienze di Torino). Torino, Carlo Clausen edit. (stamp. reale della ditta G.-B. Paravia e C.), 1891. 8°. p. 12. (Estr. dagli *Atti della r. accademia delle scienze di Torino*, vol. XXVI, adunanza dell' 8 marzo 1891.)

Sur la vitesse de rendement maximum et à vide des turbines.

Brioschi (Fr.). — Sopra alcune formole ellittiche : nota. Torino, Carlo Clausen edit. (stamp. reale della ditta G.-B. Paravia e C.), 1891. 8°. p. 12. (Estr. dagli *Atti della r. accademia delle scienze di Torino*, vol. XXVI, adunanza del 12 aprile 1891.)

Sur quelques formules elliptiques.

Cagnola (F.). — Due memorie sulle condizioni attuali del canale la Muzza. Lodi, tip. lit. C. Dell' Avo, 1891. 24°. p. 52.

Deux mémoires sur les conditions actuelles du canal de la Muzza.

CANDELLERO *ing*. (G.). — Ventilazione delle gallerie della ferrovia transandina. Torino, tip. lit. Camilla e Bertolero edit., 1891. 8°. fig. p. 34. (Estr. dal periodico *L'ingegneria civile e le arti industriali*, vol. XVII.)

Ventilation des tunnels transandins.

CANEVAZZI *ing*. (Silvio), professore nella Regia scuole d'applicazione per gli ingegneri di Bologna. Mecanica applicata alle costruzioni, parte 1ª, teoria generale della resistenza dei materiali. Torino, Augusto-Federico Negro, editore, 1891.

Mécanique appliquée aux constructions.

COSTRUZIONE ed esercizio delle strade ferrate e delle tramvie: norme pratiche dettate da una eletta di ingegneri specialisti. Disp. 50. Torino, Unione tipografico-editrice, 1891. 4°. fig. p. 33-55, *con tre tavole*. L. 2 la dispensa. (Telaio della locomotiva, boccole e molle, per l'ing. Pietro Oppizzi (vol. III, parte 1ª, disp. 50). — Cfr. *Bollettino*, n° 3696.)

Construction et exploitation des voies ferrées et des tramways.

DURANDO *ing*. (L.). — Progetto di canale a destra del fiume Po tra S. Sebastiano e Verrua. Bergamo, tip. Fagnani e Galeazzi, 1891. 8°. p. 10.

Projet de canal à droite du Pô par Saint-Sébastien et Verrua.

FADDA *ing*. (Stanislao) e *ing*. Alb. OLIVETTI. — La locomotiva, sua costruzione ed arte di guidarla : manuale compilato sulla quinta edizione dell' opera di Brosius e Koch, corredato di numerose modificazioni ed aggiunte ad uso del personale delle strade ferrate, delle tramvie, delle scuole industriali e ferroviarie, degli ufficiali dell' esercito, ecc. Parte II e III. Torino, Ermanno Loescher edit. (stab. tip. Vincenzo Bona), 1890. 8°. fig. 2 voll. (p. viij, 308; xj, 598), *con quattro tavole*. (1. Il carro della locomotiva. 2. Il meccanismo della propulsione. 3. Meccanismo di distribuzione. 4. Della trazione con locomotive. 5. Tender o carro di scorta. 6. Appendice. 7. Operazioni relative alla riparazione e manutenzione della locomotiva. 8. Norme per la preparazione di una locomotiva, in buono stato, a prestar servizio e per la condotta della medesima. 9. Principali guasti durante il servizio della locomotiva e modo di regolarsi. 10. Principali accidenti ferroviarî che riguardano il macchinista. 11. Norme generali per la costruzione ed esercizio delle strade ferrate. 12. Appendici.

La locomotive, sa construction et l'art de la conduire.

Jadanza (Nicodemo). — Influenza della eccentricità dell' alidada sui vernieri ed un microscopio ad ingrandimento costante. Torino, Carlo Clausen edit. (stamp. reale della ditta G.-B. Paravia e C.), 1891. 8° fig. p. 7. (Estr. dagli *Atti della r. accademia delle scienze di Torino*, vol. XXVI, adunanza dell' 8 marzo, 1891.)

Influence de l'excentricité de l'alidade sur les verniers et microscope à agrandissement constant.

Loria (Gino). — Le trasformazioni razionali dello spazio, determinate da una superficie generale di terz' ordine : nota. Torino, Carlo Clausen edit. (stamp. reale della ditta G.-B. Paravia e C.), 1891. 8°. p. 27. (Este. dagli *Atti della r. accademia delle scienze di Torino*, vol. XXVI, adunanza dei 28 dicembre 1890.)

Transformation rationnelle de l'espace, déterminée par une surface générale du troisième ordre.

Negri *dott.* (Arturo). — Rapporti della paleontologia colla geologia stratigrafica, dimostrati con esempî tratti dallo studio della regione veneta : tesi per libera docenza in paleontologia e geologia, presentata alla commissione il 7 giugno 1890, ora riveduta ed aumentata di qualche nota. Padova, stab. tip. Prosperini, 1891. 8°. p. 62. (Estr. dagli *Atti della società veneto-trentina di scienze naturali*, vol. XII, fasc. 1.)

Rapports de la poléontologie avec la géologie stratigraphique.

Palatini *prof.* (Fr.). — Sopra una trasformazione delle figure dello spazio a quattro dimensioni, fondata sopra una corrispondenza univoca dei punti reali ed immaginarî di R_2 coi punti reali di R_4 Palmi, tip. G. Lopresti, 1891. 8°. p. 20.

Sur une transformation de l'espace à 4 dimensions.

Parisotti (Alfr.). — Studio sulla geometria del triangolo. Roma, tip. Forzani e C., 1891. 8°. p. 31.

Sur la géométrie du triangle.

Peano *prof.* (Gius). — Sopra alcune curve singolari : nota. Torino, Carlo Clausen edit. (stamp. reale della ditta G.-B. Paravia e C.), 1891. 8° p. 6. (Estr. dagli *Atti della r. accademia delle scienze di Torino*, vol. XXVI, adunanza del 28 dicembre 1890.)

Sur quelques courbes singulières.

Pincherle *prof.* (Salvatore). — Una nuova estensione delle funzioni sferiche : memoria letta alla r. accademia delle scienze dell' istituto di Bologna nella sessione del 25 gennaio 1891.

Bologna, tip. Gamberini e Parmeggiani, 1891. 4°. p. 35, *con tavola*. (Estr. dalle *Memorie della r. accademia delle scienze dell' istituto di Bologna*, serie V, tomo 1.)

Nouvelle extension des fonctions sphériques.

RAZZABONI *prof.* (Ces). — Risultato di esperienze idrometriche sopra tubi addizionali conici divergenti : quarta memoria presentata alla r. accademia delle scienze dell' istituto di Bologna e letta nell' adunanza del 22 marzo 1891. Bologna, tip. Gamberini e Parmeggiani, 1891. 4°. p. 8. (Estr. dalle *Memorie della r. accademia delle scienze dell' istituto di Bologna*, série V, tomo 1. — Cfr *Bollettino*, 1890, n° 4254.)

Résultats d'expériences hydrométriques sur des tubes additionnels coniques divergents.

TADDEI *ing.* (Alceo). — Tavole per il tracciamento delle curve circolari. con l' aggiunta di una tavola che dà la superficie del circolo quando è data la circonferenza. Firenze, tip. di Salvadore Landi, 1891. 8°. p. xx, 171.

Tables pour le tracé des courbes circulaires.

TEIXEIRA (F.-G.). — Curso de analyse infinitesimal. Parte 1. Calculo integral. *Porto*, 1889. 8°. 312 pp.

Cours d'analyse infinitésimale. Calcul intégral.

TUROLA *ing.* (Fr.). — Bonificazioni idrauliche e irrigazioni. Padova, stab. tip. L. Penada, 1891. 8°. p. 22. (Estr. dal *Raccoglitore*, anno XIII, série III.)

Améliorations hydrauliques et irrigations.

N° 44

NOTE

SUR LA MESURE DES FLÈCHES

ET SUR

L'INFLUENCE DE LA TEMPÉRATURE

DANS LA FLEXION DES POUTRES DROITES

Par M. BRICKA,
Ingénieur en chef des ponts et chaussées

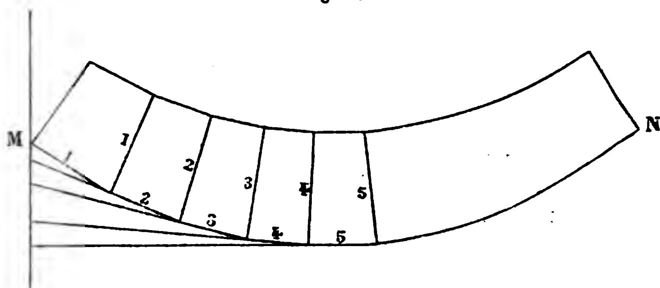
Les méthodes en usage pour la détermination des flèches des poutres droites exigent des calculs longs et souvent compliqués, lorsqu'on veut tenir compte de l'inégale répartition des charges. Nous nous proposons de montrer qu'on peut faire cette détermination aussi exactement que possible au moyen d'une série dont il suffira, en général, de calculer quatre à cinq termes; nous établirons en même temps que la nature de l'âme ou du treillis est sans influence sur la flexion des poutres; enfin, nous montrerons que les variations de température, dont on ne tient généralement pas compte, peuvent, dans certains cas, fausser entièrement les résultats de l'observation des flèches.

1° MESURE DES FLÈCHES.

Poutres droites à travées indépendantes. — Soit une poutre MN (*fig.* 1); divisons-la en panneaux compris cha-

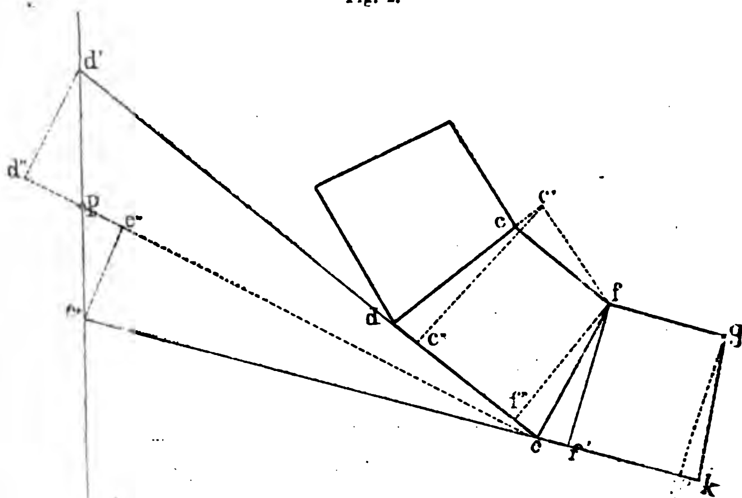
cun entre deux montants réels ou virtuels perpendiculaires à une des bandes et tels que la courbure et la variation du travail du métal dans les éléments des bandes de chaque panneau soit négligeable.

Fig. 1.



On peut considérer la flèche F_1 comme égale à la somme des longueurs interceptées sur la verticale d'un appui par les prolongements successifs des côtés inférieurs des panneaux de la poutre, compris entre l'appui et le point le plus bas, puisque l'élément de la bande sur lequel se trouve ce point est horizontal.

Fig. 2.



Considérons (*fig.* 2) les deux panneaux consécutifs *cdef*, *efgk*, prolongeons les côtés *de* et *ek* jusqu'à la verticale de l'appui, et élevons en *e*, sur le montant *ef*, une perpendiculaire *ep* jusqu'à la même verticale; abaissons de *f* des perpendiculaires *ff'* et *ff''* sur *ek* et sur *ed*; enfin, menons de *e'* et de *d'* des perpendiculaires *e'e''* et *d'd''* sur *ep*.

Les triangles *eff'* et *ee'e''* ont leurs côtés perpendiculaires par construction; de même *eff''* et *ed'd''*.

On a donc :

$$e'e'' = ee' \frac{ef'}{ef}, \quad d'd'' = ed' \frac{ef''}{ef}.$$

En posant $ef = h$ et en remarquant que *ee'*, *ed'* sont sensiblement égaux à l'abscisse x du point *e*, on a :

$$e'e'' = \frac{x}{h} ef', \quad d'd'' = \frac{x}{h} ef''.$$

Pour connaître la valeur de *e'e''* et de *d'd''*, il suffit donc de mesurer *ef'* et *ef''*.

Menons de *f* une perpendiculaire *fe'* sur *cd* prolongé, et abaissons de *c'* une perpendiculaire *c'c''* sur *de*; $(dc'' + ef'')$ représente la somme de l'allongement de *de* et du raccourcissement de la projection *c'f* du côté opposé *cf* du panneau.

En désignant cette somme par $2\delta_n$, n étant l'indice du panneau considéré, on pourra poser :

$$dc'' = \delta_n + K_n, \quad ef'' = \delta_n - K_n;$$

On aura de même :

$$ef' = \delta_{n+1} + K_{n+1}, \quad Kg' = \delta_{n+1} - K_{n+1}.$$

En affectant x et h de l'indice du montant auquel ils correspondent, les valeurs de *e'e''* et *d'd''* deviennent :

$$e'e'' = \frac{x_n}{h_n} (\delta_{n+1} + K_{n+1}), \quad d'd'' = \frac{x_n}{h_n} (\delta_n - K_n).$$

En raison de la petitesse des angles considérés, on peut confondre $e'e''$ et $d'd''$ avec leur projection sur la verticale; on aura donc, en désignant par p, l'indice du panneau dans lequel la bande inférieure est horizontale :

$$(1)\quad F = \sum_0^{p-1} \frac{x_n}{h_n}(\delta_{n+1} + K_{n+1}) + \sum_0^{p-1} \frac{x_n}{h_n}(\delta_n - K_n).$$

Lorsqu'aucun des panneaux n'a son côté inférieur horizontal, il suffit de supposer, au droit du montant à partir duquel l'inclinaison des tangentes à la bande change de sens, l'existence d'un panneau virtuel dans lequel δ serait nul.

L'équation (1) peut s'écrire :

$$(2)\quad F = \sum_0^{p-1} \frac{x_n}{h_n}(\delta_{n+1} + \delta_n) - \sum_0^{p-1} \frac{x_n}{h_n}(K_n - K_{n+1}).$$

En remarquant que $x_0 = 0$, on voit facilement que cette équation peut se mettre sous la forme :

$$(3)\quad \begin{cases} F = \sum_0^{p-1} \delta_n\left(\frac{x_{n-1}}{h_{n-1}} + \frac{x_n}{h_n}\right) \\ \quad + \delta_p \frac{x_{p-1}}{h_{p-1}} - \left[\sum_0^{p-1} K_n\left(\frac{x_n}{h_n} - \frac{x_{n-1}}{h_{n-1}}\right) - K_p \frac{x_{p-1}}{p_{p-1}}\right]. \end{cases}$$

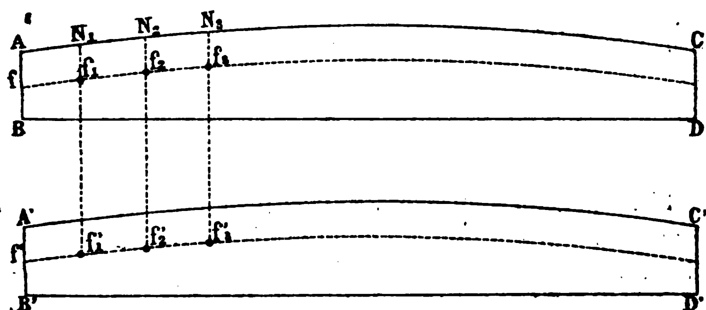
Il est facile de reconnaître que les termes dans lesquels entre K sont négligeables, quelle que soit la nature du treillis, pourvu que le mode de liaison des bandes soit suffisant pour maintenir leurs extrémités chacune dans un même plan normal à la fibre moyenne (*) et pour maintenir constante leur distance au droit des nœuds.

Supposons en effet (*fig.* 3) une poutre pleine A'B'C'D' ayant le même contour que la poutre considérée ABCD; supposons cette dernière chargée d'une manière quel-

(*) Si les extrémités de la poutre ne restent pas dans un même plan normal à la fibre moyenne, il se produit un déplacement relatif des bandes qui est l'équivalent du *glissement longitudinal* des fibres dans les poutres pleines et produit les mêmes effets au point de vue de la flexion.

conque et, ce qui est toujours possible, la première chargée de telle façon que le polygone formé par les points $f'f'_1f'_2$, etc., de sa fibre moyenne soit identique après la flexion avec le polygone formé par les points ff_1f_2, etc.

Fig. 3.

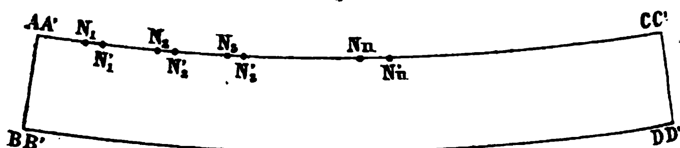


de la fibre moyenne virtuelle de ABCD; les longueurs $f'f'_1f'_2$, etc., étant d'ailleurs égales aux longueurs $f\,f_1\,f_2$. — La distance des bandes entre elles et par suite leur distance à la fibre moyenne restent constantes, au droit des nœuds, dans la poutre ABCD, et dans toutes les sections dans la poutre A′B′C′D′; les points AN_1N_2, etc., se trouveront, si on superpose les contours des deux poutres après la flexion, sur la bande A′C′ déformée; les points A et B coïncideront avec A′ et B′, puisque nous avons admis que la liaison des bandes de la poutre ABCD est suffisante pour maintenir, comme si la poutre était pleine, les extrémités A et B chacune dans un même plan normal à la fibre moyenne; mais les points $N_1N_2N_3$, etc., peuvent ne pas coïncider avec leurs homologues $N'_1N'_2N'_3$, etc., si les éléments AN_1, N_1N_2, etc., ne coïncident pas dans toute leur étendue après la déformation avec les éléments $A'N'_1$, N'_1, etc.

Si l'on suppose A′B′C′D′ divisée en panneaux virtuels correspondant à ceux de ABCD, ces panneaux se déformeront symétriquement, puisque nous avons admis que

le travail du métal peut être considéré comme constant entre deux montants consécutifs ; la distance d'un nœud quelconque N_n à son homologue N'_n sera par suite égale à la quantité que nous avons désignée par K_n.

Fig. 4.



Si les bandes sont assez rigides pour ne pas flamber, la distance $N_nN'_n$ (*fig.* 4) a pour maximum la somme des différences entre les longueurs qu'auront après la déformation les éléments AN_1, N_1N_2, etc., en supposant qu'ils restent rectilignes et la longueur des éléments correspondants de la courbe formée par la bande de la poutre pleine; la longueur K étant toujours très faible, on peut ne pas tenir compte de la variation de la courbure de chacun des éléments de courbe AN_1, N_1N_2, N_2N_3, etc., au droit des points N'_1, N'_2, N'_3, etc., et considérer chacun de ces éléments comme une arc de cercle; en appelant e le rayon et α le demi-angle au centre, la différence Δ entre l'arc et sa corde s'exprimera par :

$$\Delta = 2e\left(\frac{\alpha^3}{1.2.3} - \frac{\alpha^5}{1.2.3.4.5} + \frac{\alpha^7}{1.2.3.4.5...7} - ...\right),$$

ou simplement α étant très petit

$$\Delta = \frac{l\alpha^2}{3}.$$

Mais en désignant par l la longueur du panneau considéré et par h sa hauteur moyenne, on a :

$$\alpha = \frac{\delta}{h}, \quad e = \frac{l}{2}\frac{h}{\delta},$$

d'où

$$\Delta = \frac{l}{6}\left(\frac{\delta}{h}\right)^2,$$

et

$$K_n = \frac{1}{6}\sum_0^n l\left(\frac{\delta}{h}\right)^2.$$

En se reportant à l'équation (3), on voit que les coefficients des termes en K sont maximum, les autres conditions restant les mêmes, lorsque $h_{n-1} = h_n$, c'est-à-dire lorsque les bandes sont parallèles.

La longueur et la hauteur des panneaux sont, dans ce cas, constantes, et on a :

$$\sum_0^{p-1} K_n\left(\frac{x_n}{h_n} - \frac{x_{n-1}}{h_{n-1}}\right) + K_p\frac{x_{p-1}}{h_{p-1}} = \frac{l}{h}\sum_0^{p-1} K_n + K_p\frac{x_{p-1}}{h}.$$

Mais e étant constant,

$$\frac{l}{h}\sum_0^{p-1} K_n + K_p\frac{x_{p-1}}{h} = \frac{l^2}{6h}\sum_0^{p-1}\sum_0^n\left(\frac{\delta}{h}\right)^2 + \frac{l}{6}\frac{x_{p-1}}{h}\sum_0^p\left(\frac{\delta}{h}\right)^2.$$

La valeur de $\frac{\delta}{h}$ varie selon le travail du métal dans chaque panneau; en appelant $\frac{\delta_m}{h}$ le maximum de cette valeur dans toute la bande, on aura, quelle que soit la forme de la poutre :

$$\sum_0^{p-1} K_n\left(\frac{x_n}{h_n} - \frac{x_{n-1}}{h_{n-1}}\right) + K_p\frac{x_{p-1}}{h_{p-1}} < \left(\frac{\delta_m}{h}\right)^2\left(\frac{l^2}{6h}\sum_0^{p-1} x + \frac{1}{6p}\frac{x_{p-1}}{h_{p-1}}\right).$$

En faisant la sommation et remplaçant $(p-1)\,l$ par x_{p-1} et p par x_p, on trouve :

$$\sum_0^{p-1} K_n\left(\frac{x_n}{h_n} - \frac{x_{n-1}}{h_{n-1}}\right) + K_p\frac{x_{p-1}}{h_{p-1}} < \left(\frac{\delta_m}{h}\right)^2 \times \frac{x_p x_{p-1}}{4h}.$$

Si on désigne par L la portée de la poutre $\frac{x_p\, x_{p-1}}{4\,h}$ est toujours inférieur à L, $\left(\frac{\delta_m}{h}\right)$ est une quantité extrême-

ment petite, toujours inférieure à $\left(\frac{1}{1000}\right)^2$, on peut donc, sans erreur, négliger les termes en K dans l'équation (3) qui devient alors :

$$(4) \qquad F = \delta_n \left(\frac{x_{n-1}}{h_{n-1}} + \frac{x_n}{h_n}\right) + \delta_p \frac{x_{p-1}}{h_{p-1}}$$

En appelant R_n le coefficient de travail du métal qui produit l'allongement δ_n, c'est-à-dire la moyenne du travail des bandes par millimètre carré, l_n la longueur du panneau de rang n, et E le coefficient d'élasticité, on a :

$$\delta_n = \frac{R_n l_n}{E},$$

la valeur de F peut donc s'écrire :

$$(5) \qquad F = \frac{1}{E}\left[\sum_0^{k-1} R_n l_n \left(\frac{x_{n-1}}{h_{n-1}} + \frac{x_n}{h_n}\right) + R_p l_p \frac{x_{p-1}}{h_{p-1}}\right].$$

Si on considère la poutre comme rigide, on peut remplacer R_n par $\frac{\mu_n h_n}{I_n}$, en désignant par μ et par I le moment fléchissant et le moment d'inertie au milieu du panneau, et la valeur de F devient alors :

$$(6) \quad F = \frac{1}{E}\left[\sum_0^{p-1} \frac{\mu_n l_n h_n}{I_n}\left(\frac{x_{n-1}}{h_{n-1}} + \frac{x_n}{h_n}\right) + \frac{\mu_p h_p l_p}{I_p}\frac{x_{p-1}}{h_{p-1}}\right].$$

Dans les poutres à bandes parallèles, l et h sont constants et ces deux formules deviennent :

$$(7) \quad F = \frac{l^2}{Eh}[R_1 + 3R_2 + 5R_3 + \ldots + (2p-3)R_{p-1} + (p-1)R_p],$$

et

$$(8) \quad F = \frac{l^2}{2E}\left[\frac{\mu_1}{I_1} + \frac{3\mu_2}{I_2} + \ldots + (2p-3)\frac{\mu_{p-1}}{I_{p-1}} + (p-1)\frac{\mu_p}{I_p}\right].$$

Si on suppose dans la formule (6) le nombre des pan-

neaux infini, on retombe sur la formule connue :

$$F = \frac{1}{E}\int \frac{\mu}{I} x dx \ (*).$$

Nous avons supposé connu jusqu'ici le panneau ou le montant à partir duquel l'inclinaison de la bande supérieure change de sens ; si la charge est dissymétrique, il pourra y avoir incertitude sur la détermination de ce panneau. Dans ce cas, il suffit de chercher quel est le panneau ou le montant à partir duquel les valeurs de δ calculées en allant vers la droite et en allant vers la gauche sont égales.

Le panneau qui porte sur la *fig.* 1 le numéro 1, peut ne pas être le premier de la poutre : on peut donc obtenir par les formules indiquées ci-dessus la différence des ordonnées du point le plus bas et d'un point quelconque de la poutre et trouver ainsi sa courbe déformée.

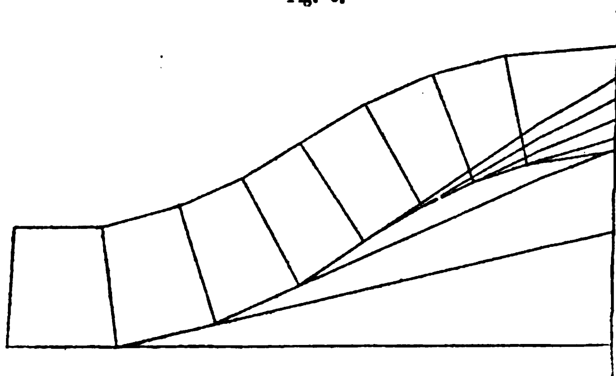
Dans les calculs qui précèdent, nous n'avons fait aucune hypothèse sur le mode de liaison des bandes, et les lignes que nous avons appelées montants sont de simples lignes géométriques. Les formules (5, 6, 7 et 8) peuvent donc être appliquées pour le calcul de la flèche d'une poutre quelconque, qu'elle soit pleine ou à treillis et, dans ce dernier cas, quelle que soit la nature du treillis. La flèche prise par une poutre est donc, dans tous les cas, indépendante du mode de liaison des *bandes*. Enfin, il est facile de reconnaître *qu'il suffit de diviser la poutre en panneaux de longueur à peu près égale à leur hauteur pour avoir une approximation suffisante*. Le nombre des termes à calculer ne dépasse donc pas en général cinq ou six et, en calculant à l'avance des coeffi-

(*) Il est utile de remarquer que l'identité de cette formule avec l'équation $y = \frac{1}{E}\int \frac{\mu}{I} x dx$ déduite de la théorie de l'élasticité n'existe que pour $y = F$, l'origine des x n'étant pas la même dans les deux cas.

cients $\frac{l^2}{2E}$ et $\frac{1}{I_1}$, $\frac{3}{I_2}$, $\frac{5}{I_3}$, etc., on peut, en quelques minutes, obtenir la flèche d'une poutre sous une charge quelconque.

Poutres à travées solidaires. — Les formules que nous avons trouvées s'appliquent aux poutres à travées solidaires comme aux poutres à travées indépendantes, à la condition que les termes soient affectés de signes différents, selon qu'ils correspondent, dans la même bande, à un élément tendu ou à un élément comprimé. La *fig.* 5 permet de s'en rendre compte immédiatement.

Fig. 5.



Poutres en arc. — La même méthode est applicable aux poutres en arc formées de deux tables reliées par un treillis ou par une âme d'épaisseur négligeable au point de vue de la flexion. Considérons en effet les *fig.* 6 et 7 représentant, la première un arc donné et la seconde deux panneaux consécutifs *cdef* et *efgk* de cet arc, il est facile de voir que ces figures sont identiques aux *fig.* 1 et 2 que l'on aurait fait tourner de 180° autour d'une horizontale.

On aura donc, comme dans le cas d'une poutre droite :

$$e'e'' = ee'\,\frac{ef'}{ef}, \quad d'd'' = ed'\,\frac{ef''}{ef}.$$

Mais, en désignant par α_n l'angle de *ek* et par α_{n-1} l'angle de *ed* avec l'horizontale, par x_{n-1} l'abscisse du point *e* et

Fig. 6.

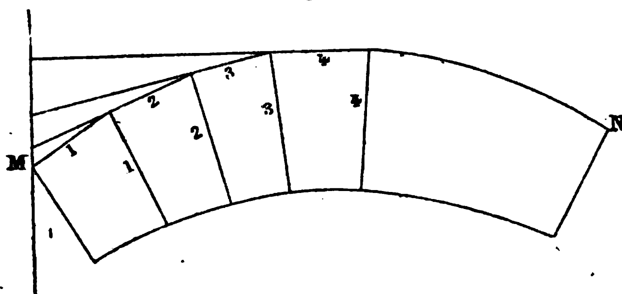
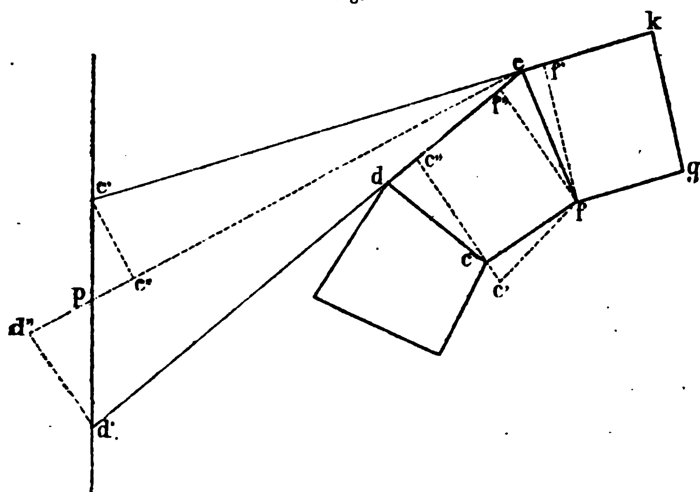


Fig. 7.



par β_{n-1} l'angle de *ef* avec la verticale, on aura :

$$ee' = \frac{x_n}{\cos \alpha_n}, \qquad ed' = \frac{x_n}{\cos \alpha_{n-1}};$$

$$e'p = \frac{e'e''}{\cos \beta_{n-1}}, \qquad d'p = \frac{d'd''}{\cos \beta_{n-1}}.$$

Donc la flèche ou la montée de l'arc tout entier est égale

à :

$$M = \sum (e'p + d'p) = \sum \frac{1}{\cos \beta_{n-1}} \left(\frac{x_{n-1}}{\cos \alpha_n} \frac{ef'}{h_{n-1}} + \frac{x_{n-1}}{\cos \alpha_{n-1}} \frac{ef''}{h_{n-1}} \right);$$

$$M = \sum \frac{x_{n-1}}{h_{n-1} \cos \beta_{n-1}} \left(\frac{ef'}{\cos \alpha_n} + \frac{ef''}{\cos \alpha_{n-1}} \right).$$

Nous désignerons par d_{n-1} et d_n les longueurs ef' et ef'' et la valeur de M pourra s'écrire :

$$M = \sum \frac{x_{n-1}}{h_{n-1} \cos \beta_{n-1}} \left(\frac{d_n}{\cos \alpha_n} + \frac{d_{n-1}}{\cos \alpha_{n-1}} \right),$$

ou

$$M = \sum \frac{d_n}{\cos \alpha_n} \left(\frac{x_{n-1}}{h_{n-1} \cos \beta_{n-1}} + \frac{x_n}{h_n \cos \beta_n} \right) + \frac{d_p}{\cos \alpha_p} \frac{x_{p-1}}{h_{p-1} \cos \beta_{p-1}}.$$

Supposons maintenant que l'arc ait subi une flexion sous l'influence de la charge donnée et qu'il en résulte entre les deux bandes de chaque panneau un allongement δ, la valeur de M deviendra (*) :

$$M = \sum_0^{p-1} \frac{d_n + \delta_n}{\cos \alpha_n} \left(\frac{x_{n-1}}{h_{n-1} \cos \beta_{n-1}} + \frac{x_n}{h_n \cos \beta_n} \right) + \frac{d_p + \delta_p}{\cos \alpha_p} \frac{x_{p-1}}{h_{p-1} \cos \beta_{p-1}}.$$

En faisant la différence, on aura pour la valeur de l'abaissement dû à la flexion :

(9) $$F = \sum_0^{p-1} \frac{\delta_n}{\cos \alpha_n} \left(\frac{x_{n-1}}{h_{n-1} \cos \beta_{n-1}} + \frac{x_n}{h_n \cos \beta_n} \right) + \frac{\delta_p}{\cos \alpha_p} \frac{x_{p-1}}{h_{p-1} \cos \beta_{p-1}}.$$

C'est-à-dire la formule (4), sauf la substitution de $\frac{\delta}{\cos \alpha}$ à δ et de $h \cos \beta$ à h.

On peut appliquer aux arcs les formules (5) et (6) en leur faisant subir la même transformation. Au sujet de la formule (5), il faut remarquer :

1° Que R doit représenter dans cette formule non, comme dans le cas d'une poutre droite, la moyenne des efforts absolus de tension ou de compression exercés sur

(*) Nous admettons que les panneaux sont sensiblement symétriques, ce qui est le cas normal.

les bandes, mais la moitié de la différence de ces valeurs;

2° Que la valeur F doit être augmentée de l'abaissement dû à la compression longitudinale;

3° Que, comme dans le cas d'une poutre à travées solidaires, il faut tenir compte des changements de signe de R.

La formule (9) et celles qui en dérivent peuvent, comme les formules (5), (6), (7) et (8) dans le cas d'une poutre droite, permettre de calculer l'abaissement d'un point quelconque d'un arc.

INFLUENCE DE LA TEMPÉRATURE SUR LA FLEXION DES POUTRES DROITES.

On admet généralement que la température est sans influence sur les flèches prises par les poutres droites. Cette hypothèse est exacte en ce qui concerne la température moyenne; mais elle est entièrement fausse si on tient compte des différences de température entre les bandes supérieure et inférieure. Or, dans les ponts de chemins de fer et dans les ponts-routes à grande ouverture, la première de ces bandes est généralement exposée directement au soleil, tandis que la seconde est le plus souvent à l'ombre, au moins dans une des poutres. Dans certains ponts-routes, la bande supérieure est noyée dans la maçonnerie ou dans la chaussée et maintenue ainsi à une température constante, tandis que la bande inférieure est exposée à l'air libre. Ces différences sont suffisantes dans les poutres de moyennes et surtout de grandes portées pour produire à elles seules des flèches comparables à celles qui sont produites par les surcharges.

En effet, désignant par t la différence de température des bandes, par Δ le coefficient de dilatation du métal, la différence d'allongement 2δ entre les deux bandes d'un

panneau sera égale à :

$$2\delta = \Delta lt.$$

La même variation de longueur entre les bandes peut être produite par une surcharge appliquée à la poutre et produisant un effort R par millimètre carré, δ s'exprime alors en fonction de R par la formule :

$$\delta = \frac{Rl}{E}.$$

On a donc

$$R = \frac{E\Delta t}{2}.$$

Mais $\Delta = 0{,}0000125$ et si R est exprimé en kilogrammes

$$E = 20.000.$$

Donc $R = 0{,}125\ t$ pour le fer.

Si $t = 20$ degrés, différence qui est facilement atteinte à certaines époques de l'année, la flèche due à la température peut atteindre la valeur que produirait une charge donnant sur les bandes un effort de 2kg,50.

Le calcul que nous avons fait suppose que les bandes se dilatent librement; en réalité, il n'en est pas ainsi en raison de la liaison à l'âme ou au treillis. Toutefois, on peut reconnaître que cette liaison n'atténue que dans une faible mesure, l'effet de la dilatation. Considérons, en effet, une poutre à âme pleine, le métal étant conducteur de la chaleur, si on fait abstraction de l'action du soleil sur l'âme, la température de celle-ci devra aller en décroissant régulièrement de la bande la plus chaude à la bande la plus froide, la fibre neutre sera donc à la température moyenne et l'âme fléchira exactement comme le ferait la poutre supposée réduite aux bandes seules; il n'y aura donc, dans ce cas, aucune réaction intérieure due à la température. L'effet du soleil sur l'âme ne produira d'ailleurs le plus souvent que des réactions sans

importance, car lorsqu'un de ses côtés sera exposé au soleil, l'autre sera à l'ombre. Les choses se passent d'une manière analogue dans une poutre à treillis.

L'expérience confirme les conclusions que nous venons de formuler : nous avons fait observer chaque jour, du 15 au 21 août 1890, les flèches d'un pont de $64^{m},50$ de portée à 6 heures du matin et à 3 heures après-midi. La différence de valeur de la flèche entre 6 heures du matin et 3 heures après midi a atteint 10 millimètres, quoique la température de l'air, à 3 heures après-midi, ne se soit pas élevée au-dessus de 24 degrés. L'accroissement de flèche de 10 millimètres correspond à une différence de la température des deux bandes de 12°,5 et équivaut à l'effet d'une charge produisant sur chaque bande un effort de $1^{kg},56$.

C'est évidemment aux effets produits par l'inégalité de la température des bandes qu'il faut attribuer les variations de la flèche qui se produisent souvent d'une manière continue, même au bout de plusieurs heures, dans les épreuves des ponts métalliques. Dans le cas où il s'agit de vérifier à un intervalle de temps quelconque la constance de la flèche sous l'action du poids mort, ils peuvent fausser entièrement les résultats des mesures, si celles-ci ne sont pas prises avec les précautions suffisantes, c'est-à-dire de grand matin ou par un temps couvert. Les mêmes effets peuvent encore produire des difficultés sérieuses dans la manœuvre des ponts tournants, lorsqu'on n'a pas pris la précaution de soustraire la bande supérieure à l'action du soleil (*).

Paris, le 31 octobre 1890.

(*) Voir dans les *Annales* (novembre 1872, p. 100), un article de M. Dyrion au sujet du pont de la darse de Missiessy, à Toulon ; nous avons pu faire la même constatation sur un pont tournant établi sur la Charente pour le passage de la ligne de Tonnay-Charente à Marennes.

N° 45

NOTE

SUR L'ASSEMBLAGE DES RAILS

RENFORCEMENT DE L'ÉCLISSAGE

ADOPTÉ

SUR LES LIGNES PARCOURUES PAR LES TRAINS RAPIDES

Par M. MUSSY, Ingénieur en chef des mines.

EXPOSÉ

L'éclissage des rails a pour objet de rétablir dans la mesure du possible la continuité de la file de rails interrompue aux joints des barres.

Quel que soit le mode adopté pour l'assemblage de deux barres voisines, le joint est toujours un point faible, sa résistance est toujours, en fait, notablement inférieure à celle du rail, et la continuité de la file n'est pas complètement assurée par l'éclissage.

Un des plus grands progrès réalisés en ces derniers temps sur l'ensemble des voies des six grandes compagnies du réseau français, a été l'adoption de longues barres de rails de dimension double des anciennes qui a entraîné la suppression de la moitié des joints.

Dans le cours des dernières années, le matériel destiné à la fabrication des rails a fait de grands pas en

avant; la puissance des moteurs a été accrue; des laminoirs avec cylindres reversibles, permettant le travail du métal à ras le sol sans avoir à l'élever à chaque cannelure successive, ont été installés dans les nouvelles usines; la fabrication de longues barres sans défaut est devenue pratique.

La substitution de l'acier au fer, du métal homogène au paquet à souder, a facilité cette transformation; une bonne soudure des mises de fer était incompatible avec le travail de grosses masses difficiles à manœuvrer.

L'emploi des longues barres de 11 mètres en double champignon (*), de 12 mètres en vignole, est devenu général; la stabilité de la voie s'en est améliorée; elle est devenue plus rigide, moins flexible sous l'action de la charge en marche; les chocs et trépidations ont été affaiblis; de là des diminutions de dépense sensibles dans l'entretien de la voie et du matériel roulant et dans les frais de traction.

En même temps que la longueur des barres était doublée, le poids du rail était largement accru pour assurer à la voie une plus grande rigidité et, par suite, une plus grande douceur au roulement.

Le Nord a passé	du poids de	30 kilogr.	à celui de	43 kilogr.	
L'Est	—	30	—	44	—
Le Lyon	—	39	—	47	—
L'Ouest	—	38,750	—	44	—
L'Orléans	—	38	—	42	—

Les mêmes considérations qui ont amené la substi-

(*) Le 28 octobre 1880, l'administration des chemins de fer de l'État, sur le rapport de M. l'Ingénieur en chef Jules Martin, commanda des rails de 11 mètres à l'usine de Terre-Noire.

M. Jules Martin avait proposé la longueur de 12 mètres; il fut obligé d'adopter la longueur réduite de 11 mètres avec un plan de pose permettant de substituer deux rails de 5m,50 à un rail de 11 mètres.

En 1882, l'administration des chemins de fer de l'État avait fait approvisionner 12.000 tonnes de rails ayant 11 mètres de longueur.

tution du rail lourd au rail léger, de la barre longue à la barre courte, ont conduit au renforcement, dans une large mesure, des conditions de l'assemblage des rails au joint.

Les deux pièces qui constituent l'éclissage sous forme de moises ont leurs faces supérieure et inférieure appuyées sous le champignon supérieur d'une part, et, d'autre part, sur le patin, dans la voie vignole, et sur le champignon inférieur dans la voie à double champignon. Le profil en est réglé pour que les deux surfaces d'appui de chaque éclisse concordent parfaitement avec celles du rail, de façon à assurer une parfaite juxtaposition. Les moises sont reliées entre elles par un certain nombre de boulons qui traversent librement et sans frottement le rail et les éclisses, de façon à ne faire supporter à ces boulons que des efforts de traction suivant leur longueur.

La pression que le rail reçoit au joint du véhicule en marche, est transmise aux éclisses par les surfaces de contact des pièces de l'assemblage; cette pression se divise en deux, l'une qui fait travailler l'ensemble des deux éclisses au cisaillement et à la pression, l'autre qui agit sur les boulons dont le serrage maintient les deux moises au contact.

Cette répartition de la charge entre ces deux efforts est en relation naturelle avec l'angle d'éclissage ; si dans la section droite de l'assemblage l'angle de la ligne de contact du rail et des éclisses avec la verticale est très ouvert se rapproche de 90°, l'éclissage est plus ou moins plat, tout l'effort se reporte sur l'éclisse même, qui doit résister à la pression presque intégrale reçue par le rail; si, au contraire, cet angle est faible et n'atteint que quelques degrés, l'éclissage est droit, la fatigue des éclisses est diminuée et l'effort principal est reporté sur les boulons; si ces derniers sont trop faibles, ils lâchent, et l'effet de l'éclissage est annulé; la conti-

nuité de la file de rails n'est plus assurée, et la barre de rail au joint ne travaille plus que comme un solide encastré à un bout et libre à l'autre extrémité, c'est-à-dire dans des conditions beaucoup plus défectueuses qu'avec un bon éclissage, formant un solide continu encastré sur les deux traverses de contre-joint.

Au début de l'emploi des éclisses au réseau P.-L.-M., l'assemblage était fait par des barres de profil léger pesant, la paire, de 8 à 9 kilogrammes; la longueur d'assemblage était d'à peine $0^{m},40$, à peu près égale au vide compris entre les deux traverses de joint; trois boulons seulement réunissaient les deux éclisses pour assurer leur juxtaposition avec le rail; l'effort transmis aux éclisses par unité de section était trop élevé; il y avait rupture ou allongement des pièces de l'assemblage; l'éclissage était plus apparent que réel et n'avait guère pour résultat que d'assurer aux bouts de rails assemblés un niveau à peu près égal pour éviter la chute de la roue en passant du rail d'aval au rail d'amont. La fatigue du rail au joint restait considérable, très peu soulagée par un éclissage de dimensions insuffisantes.

Le renforcement de la voie par l'accroissement de la longueur et du poids des rails n'a pas précisément été amené par la nécessité d'augmenter la résistance de la ligne, les ruptures étaient en définitive assez rares, mais on avait surtout en vue d'accroître la rigidité de la voie; on diminuait ainsi la flexion sous les charges, on affaiblissait les chocs et trépidations qui en résultaient, surtout dans les grandes vitesses, et comme conséquence on espérait restreindre les frais d'entretien de la voie et du matériel roulant.

C'est dans le même ordre d'idées qu'on a pris le parti de donner un renforcement sérieux à l'éclissage pour accroître la rigidité de l'assemblage et avoir au joint une résistance à la flexion de même ordre que celle qui est

donnée par le rail seul aux travées intermédiaires.

Le profil de l'éclisse a été notablement accru ; la barre, au lieu d'être simplement droite, a été recourbée de façon à épouser la forme du champignon inférieur dans les voies à double champignon, ou celle du patin dans les voies vignole; les moments d'inertie ont été triplés et même quadruplés.

Les longueurs d'appui de $0^m,40$ ont été augmentées de moitié, puis des trois quarts, puis doublées, et portées à $0^m,50$, $0^m,60$ et même $0^m,80$, de façon à avancer les bords extrêmes de l'assemblage jusqu'au milieu des traverses de contre-joint.

Le nombre des boulons, qui était de trois, a été porté à quatre et même à six en dernier lieu; il s'est proportionné à l'accroissement de la longueur des moises.

L'objectif est d'arriver à un joint qui, tout en restant le point faible de la voie, présente un métal travaillant pour tous les éléments de l'assemblage dans des conditions ordinaires ne dépassant pas la fatigue du rail pour les travées intermédiaires.

Je vais, avant de faire connaître comment cet objectif a pu être réalisé, indiquer les divers systèmes d'éclissage adoptés aux lignes du réseau français en ces derniers temps et les comparer avec les dispositions récemment admises, au moins en principe, dans les voies lourdes renforcées.

ÉCLISSAGE DE LA LIGNE DE PARIS-LYON-MÉDITERRANÉE

Une note de M. Hallopeau, ingénieur à cette compagnie, publiée dans la *Revue générale des chemins de fer* de janvier 1882, donne le détail des diverses phases par lesquelles est passé l'éclissage, successivement renforcé, de 1860 à 1880.

1° *Type PLM de* 1860. — La coupe de l'éclisse est donnée, page 406bis *fig.* 1, et le mode de pose, *fig.* 7 et 8.

Les deux éclisses sont en fer, ont $0^m,40$ de long; elles ont trois trous ovales; les têtes de boulons sont à ergots pour faciliter le serrage; le joint est fait sur traverses par l'intermédiaire d'une selle en fer.

Poids de la barre d'éclisse, par mètre.	$11^k,875$	
Poids de la paire d'éclisses	$9^k,50$	
Section de la barre d'éclisse.	$0^{mq},00$ 15 57	
I moment d'inertie de la paire d'éclisses en section courante	0	,000 001 733
Id. par la section des trous.	0	,000 001 677
$\frac{I}{n}$ de la paire d'éclisses en section courante. . . .	0	,000 04030
Id. par la section des trous. .	0	,000 03900

n est la distance à la fibre neutre centrale de la fibre extrême qui fatigue le plus.

2° *Type PM de* 1867. — Coupe de l'éclisse, Pl. p. 406bis, *fig.* 1 et 2; mode de pose, Pl. p. 406bis, *fig.* 9 et 10.

Le rail en acier de 39 kilogrammes a remplacé le rail en fer de 36 kilogrammes sur les voies les plus fatiguées. L'éclisse est toujours en fer; la longueur en a été augmentée et portée à $0^m,48$; le nombre de trous s'est élevé de trois à quatre; leur grand axe, qui était horizontal, a été incliné à 45°.

Le joint ne se fait plus sur traverses, mais en porte-à-faux, disposition adoptée successivement par toutes les compagnies du réseau français et, en dernier lieu, par le Nord.

Le poids par mètre, les sections et moments d'inertie, ne sont pas modifiés; le poids de la paire d'éclisse est de $11^{kg},400$.

3° *Type PLMA* (*). — Tandis que le rail en fer PLM de 36 kilogrammes était remplacé par le PM en acier de 39 kilogrammes dans les lignes fatiguées, le même rail dans les voies peu chargées et surtout en pays de montagnes était également renouvelé, et on lui substituait un rail en acier plus léger de 34kg,200, dit PLMA; pour ce type, on adoptait un mode d'assemblage spécial, en vue surtout de dimiminuer la tendance au cheminement des rails dans le sens de la marche des trains, tendance plus accentuée dans les lignes à profils inclinés.

A l'extérieur de la voie, l'éclisse PM était conservée; l'éclisse intérieure était munie d'une partie additionnelle à sa base suivant le contour du patin et le dépassant de façon à former, au-dessous de lui, une saillie faisant arrêt dans le sens longitudinal de la voie; cette saillie vient s'appuyer contre la selle de la traverse du contre-joint et empêche la file de rails de se déplacer dans le sens de la voie.

Cette éclisse est en fer.

Son poids, par mètre, est de.	16kg,9
Sa section.	0mq,002215
Son moment d'inertie	0,000001500

Pour l'ensemble de l'assemblage, éclisse PM à l'extérieur et éclisse PLMA à l'intérieur, les éléments sont :

Poids de la paire d'éclisses :

Éclisse PM.	5kg,700	13kg,812
Éclisse PLMA	8 ,112	

Section de la paire d'éclisses :

Eclisse PM.	0mq,000778	0mq,001885
Eclisse PLMA.	0 ,001107	

(*) Pl. page 406bis, *fig.* 3; Pl. page 406bis, *fig.* 11 et 12.

Moment d'inertie de la paire d'éclisses en section courante :

Eclisse PM.	0^{m4},000000866	0^{m4},000002366
Eclisse PLMA.	0 ,000001500	
Id. id. par la section des trous.		0 ,000002310

4° *Type* PM_2 (Pl. p. 406[bis], *fig.* 13 et 14) (1878). — En 1878, on a essayé la fabrication des éclisses en acier pour profiter de la résistance plus élevée du métal et augmenter ainsi la force de l'assemblage; l'acier des éclisses, moyennement dur, se perce difficilement d'une façon pratique au poinçon; pour ce travail, il paraît prudent d'employer la mèche pour éviter des ruptures soit en cours de fabrication, soit après pose sur la voie; les quatre trous, d'ovales sont devenus ronds, pour permettre le perçage au foret et en même temps accroître la résistance; l'ergot sous la tête a été abandonné. Pour faciliter le serrage, une partie méplate a été ménagée à un des côtés de la tête du boulon qui vient buter contre le talon de l'éclisse.

Les deux éclisses semblables dans le type PM_2 sont approximativement dans les conditions suivantes :

Poids de la barre d'éclisse, par mètre.	12[kg],9
Section de la barre.	0^{m2},001750
Poids de la paire d'éclisses.	12[kg],384
Moment d'inertie de la paire d'éclisses.	0^{m4},000001948

5° *Type* PM_2 (1880) *pour la voie en acier PM* (Pl. p. 406[bis], *fig.* 5; Pl. p. 406[bis], *fig.* 15 et 16). — Le talon de l'éclisse en acier a été renforcé, les quatre trous ronds restent percés au foret, et les éléments de l'assemblage sont :

Poids de la barre d'éclisses	13[kg],850
Section de la barre.	0^{m2},001870
Poids de la paire d'éclisses	13[kg],296
Moment de la paire en section courante	0^{m4},000002081

6° *Assemblage de la voie PLMA* (Pl. p. 406[bis],

fig. 6, et Pl. p. 406bis, *fig.* 17 et 18). — A partir de la même époque, la voie PLMA, surtout appliquée en pays de montagnes, a continué d'être assemblée par deux éclisses différentes, une extérieure en acier du type PM_2 (Pl. p. 406bis, *fig.* 5), et une intérieure en fer (Pl. p. 406bis, *fig.* 6) qui rappelle le précédent type PLMA de $16^{kg},900$ (Pl. p. 406bis, *fig.* 3), mais est légèrement renforcé; le poids du mètre linéaire est porté à $17^{kg},800$ et la section à $0^{mq},002290$.

L'éclisse à patin PLMA, en venant buter contre la selle de contre-joint, empêche le cheminement de la voie dans le sens de la marche des trains. La Pl. p. 406bis, *fig.* 17 et 18, donne la pose de l'assemblage dont les principaux éléments sont :

Poids de la paire d'éclisses :

Eclisse PM_2	$6^{kg},648$	$15^{kg},172$
Eclisse PLMA	8 ,524	

Section de la paire :

Eclisse PM_2	$0^{mq},001870$	$0^{mq},004160$
Eclisse PLMA	0 ,002290	

Moment d'inertie de la paire en section courante :

Eclisse PM_2	$0^{m4},000001040$	0,000002600
Eclisse PLMA	0 ,000001560	
Id. id. par la section des trous.		0,000002544

La force de l'éclissage du réseau P.-L.-M. a été constamment croissante; cependant ces progrès ont été reconnus insuffisants; sur la plupart des rails rétirés des voies on constatait une légère flexion permanente aux deux extrémités qui annonçait une fatigue de métal ayant dépassé la limite d'élasticité.

On s'est décidé à renforcer largement l'éclissage en adoptant pour le joint deux éclisses cornières de poids et moment d'inertie considérablement augmentés et aussi bien sur la voie PLMA que sur celles PM, très chargées ; ce dispositif permet en même temps une solu-

tion radicale pour éviter le cheminement des rails dans le sens longitudinal (*).

La planche p. 406bis, *fig.* 19, donne le détail de cet assemblage dans la voie PM; les deux éclisses cornières intérieure et extérieure sont identiques et viennent se raccorder avec les rebords de la selle à talons; avec cette selle l'ensemble de l'éclissage prend l'aspect d'un coussinet d'acier en trois pièces.

On revient à la voie vignole posée sur coussinets.

L'épaisseur de l'éclisse à sa partie centrale droite a été portée de $0^m,018$ à $0^m,020$.

La longueur de l'assemblage a été élevée de $0^m,480$ à $0^m,700$.

Les principaux éléments de l'assemblage sont :

Poids par mètre	$20^{kg},75$
Longueur de l'éclisse	$0^m,700$
Section d'une éclisse	$0^{m2},0026 53$
I moment d'inertie d'une éclisse	0,000 001 887
$\frac{I}{n}$ pour la partie du haut	0,000 031 9
$\frac{I}{n}$ pour la partie du bas	0,000 054 5

Pour empêcher le cheminement des rails dans le sens de la marche des trains, l'éclisse cornière est fixée sur chacune des deux traverses du contre-joint par deux tire-fonds qui passent par deux trous pratiqués dans la partie plate de la cornière.

Dans les pentes un peu fortes, avec l'emploi de barres de 12 mètres et en grande vitesse, cette disposition a paru encore insuffisante et par surcroît de précautions, sur deux ou trois traverses par rail on fixe la barre à l'ensemble de l'infrastructure de la voie par une selle

(*) Les éclisses cornières avaient été expérimentées dès 1860 sur le réseau d'Orléans.

d'arrêt en acier laminé faisant coussinet; la voie vignole repose ainsi sur coussinets dans des conditions analogues à la voie DC. Un boulon qui traverse l'âme du rail le rend solidaire de la traverse sur laquelle il repose à ce point.

Si on compare le dernier éclissage PM récemment adopté avec le type PM (1867) (Pl. 2, p. 406bis, *fig.* 9 et 10) qui a été le premier admis pour les rails en acier PM du début, on peut mesurer le chemin parcouru dans l'espace de vingt ans pour l'amélioration de l'éclissage.

	Type PM 1867.	Type PM 1889.
Poids de la barre d'éclisse, par mètre	11kg,875	20kg,75
Longueur de l'éclissage	0m,480	0m,700
Section de la barre d'éclisses.	0mq,001557	0mq,002653
Poids de la paire d'éclisses	11kg,400	29kg,050
I moment d'inertie de la paire d'éclisses	0mq,000001733	0mq,000003744
$\frac{I}{n}$ de la paire d'éclisses, haut.	0,0000403	0,0000638
Id. id, bas.	0,0000403	0,0001090

Dans les voies PLMA moins surchargées où les trains ont moins de vitesse, l'assemblage est également fait par une double éclisse cornière analogue au précédent type, sauf une réduction d'épaisseur de 2 millimètres ou de 1/10.

La longueur est ramenée de 0m,700 à 0m,675 et les principaux éléments de l'assemblage sont :

Poids de la barre, par mètre	18kg,705
Longueur de l'éclisse	0m,675
Section de la barre	0mq,002392
I moment d'inertie d'une éclisse	0,000001678
$\frac{I}{n}$ d'une éclisse, haut	0,0000298
Id. id. bas	0,0000486

Dans les voies très fatiguées, la compagnie de Paris-Lyon-Méditerranée vient d'adopter tout récemment un type de rail très renforcé de 47 kilogrammes pour lequel l'assemblage a été également très amélioré.

Pour permettre d'accroître l'épaisseur des éclisses, la largeur du champignon a été portée de 60 à 66 millimètres ; de cette façon le contact de l'éclissage peut se faire de chaque côté sur 3 millimètres en plus et une surépaisseur équivalente a pu être donnée à chaque éclisse ; la longueur de l'éclisse a été élevée à $0^m,800$ et les éléments du joint sont :

Poids par mètre de la barre	$23^{kg},16$
Longueur de l'éclisse	$0^m,800$
Section de la barre	$0^{mq},002961$
I moment d'inertie d'une éclisse	0,000002157
$\frac{I}{n}$ d'une éclisse, haut	0,000037057
Id. id. bas	0,000058590
Poids de la paire d'éclisses	$37^{kg},056$
I moment d'inertie de la paire d'éclisses	0,000004314
$\frac{I}{n}$ de la paire d'éclisses, haut	0,000074114
Id. id. bas	0,000117180

FATIGUE DU MÉTAL DANS L'ÉCLISSAGE. — TRAVAIL A LA FLEXION

Le but de l'éclissage est de rétablir la continuité de la file de rails au point où elle est interrompue par le joint de deux barres successives, l'ensemble des deux éclisses formant moise au joint substitue sa résistance à celle du rail ; il peut être considéré au moment de sa plus forte fatigue, c'est-à-dire au moment où la charge en mouvement passe au joint comme un solide encastré sur les traverses du contre-joint lui servant de points

d'appui et chargé en son milieu d'un poids égal à la pression apportée par la roue motrice.

Dans ces conditions :

L étant la distance des points d'appui;
P la charge au joint apportée par la roue;
I le moment d'inertie de la paire d'éclisses par rapport à un axe horizontal passant par le centre de gravité;
n la distance à la fibre neutre invariable du bord de l'éclisse le plus éloigné de cet axe neutre ;
R la fatigue en kilogrammes du métal de l'éclisse par unité de surface.

La formule d'usage qui permet de calculer l'effort R est :

$$R\frac{I}{n} = \frac{1}{8}PL$$

Dans le cas où le solide n'est pas parfaitement encastré à ces points d'appui et qu'il peut être considéré comme simplement posé sur les traverses, la fatigue R est double et donnée par l'expression

$$R\frac{I}{n} = \frac{1}{4}PL$$

En fait, par suite du fléchissemeut partiel des traverses et du soulèvement des attaches, la situation réelle de l'assemblage est intermédiaire entre ces deux hypothèses; dans la pratique, la fatigue de l'éclisse doit, comme celle du rail, se rapprocher de celle résultant de cette situation moyenne entre les deux précédentes qui peut être formulée approximativement par l'expression

$$R\frac{I}{n} = \frac{1}{6}PL.$$

à la travée du joint; la distance d'axe en axe des traverses est généralement de $0^m,60$, soit les deux tiers de celle admise aux travées intermédiaires.

D'autre part, la file de rails n'est pas, en fait, complé-

tement interrompue et tout l'effort de la roue n'est pas à supporter par les éclisses dont le travail est soulagé par les bouts de rail qui résistent à la flexion en même temps que l'assemblage.

Si l'éclissage n'existait pas au joint, la fatigue du rail serait donnée par

$$R \frac{I}{n} = P \frac{L}{2},$$

L étant la distance d'axe en axe des traverses du contre-joint, P la charge appliquée au joint à l'extrénité de chaque bout de rail encastré à la traverse de contrejoint.

Si on vient poser une paire d'éclisses non serrée contre les faces du rail et simplement juxtaposée, l'éclissage ne travaille pas et le rail fatigue dans les conditions indiquées par cette formule.

Si on serre l'éclissage par ses boulons, à mesure que le serrage se produit, l'assemblage travaille et vient dégager d'autant le rail; le serrage en pratique doit être réglé pour que le rail au joint soit dans les mêmes conditions de fatigue que dans les travées intermédiaires, de façon à éviter les déformations permanentes aux extrémités du rail.

La fatigue du rail aux travées intermédiaires

$R = \frac{1}{6} \times \frac{n}{I} P \times$ (distance des traverses aux travées intermédiaires qui est $\frac{3}{2}$ L, L étant la distance des traverses au joint),

soit

$$R = \frac{1}{6} \times \frac{n}{I} \times P \times \frac{3}{2} L = \frac{1}{4} \frac{n}{I} \times PL,$$

soit la moitié de celle que subirait le rail au joint en cas d'absence absolue de l'éclissage.

Le serrage de l'assemblage doit être réglé pour que la fatigue du rail ne soit pas plus grande aux travées de

joint qu'aux travées intermédiaires ; la moitié de l'effort provenant de la marche des trains est supportée par les bouts de rails assemblés, la moitié est reportée sur l'éclissage et par suite la fatigue dans les éclisses est

$$R = \frac{1}{2} \times \frac{1}{6} \times \frac{n}{I} \times PL,$$

ce qui donne pour les divers types passés en revue à la compagnie de Lyon :

				R
Type	PM.	- 1867.	Éclisse en fer.	$18^k,75$
	PLMA.	- 1867.	Id. id.	13 ,70
	PM_2.	- 1878.	Id. en acier.	16 ,50
	PM_2.	- 1880.	Id. id.	15 ,55
	PLMA.	- 1880.	Une éclisse en fer, une en acier. . .	12 ,50
	PM.	- 1889.	Deux éclisses cornières en acier :	
			Haut.	11 ,75
			Bas.	6 ,90
	PLMA.	- 1889.	Deux éclisses cornières en acier :	
			Haut.	12 ,60
			Bas.	7 ,75
	LP.	- 1889.	Deux éclisses cornières en acier :	
			Haut.	10 ,10
			Bas.	6 ,40

Ces chiffres ont été obtenus en admettant 15.000 kilogrammes pour la valeur de P ; en charge statique, avec l'emploi des machines les plus lourdes de la compagnie de Lyon, la moitié de la charge de l'essieu ou la charge d'une roue ne dépasse guère $7^t,5$, mais en marche, par suite des effets des mouvements de lacet et du report possible de toute la charge sur une seule file de la voie, la pression peut être accidentellement doublée et portée à 15 tonnes.

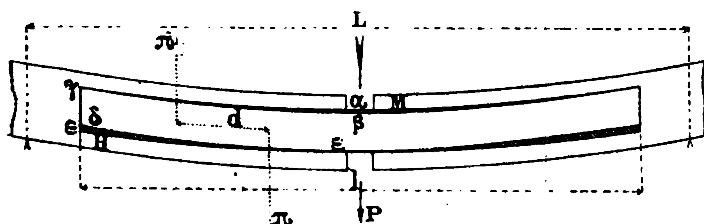
Si dans les anciens assemblages on dépassait notablement le chiffre de 10 kilogrammes pour fatigue de l'acier, admis couramment dans les constructions métal-

liques, on voit qu'avec les nouveaux types admis, on revient à ce chiffre ; on descend même en dessous pour la partie inférieure de l'assemblage.

On rentre dans les conditions normales de l'établissement des ouvrages en acier.

TRAVAIL A LA COMPRESSION DE L'ÉCLISSE ET A LA TRACTION DU BOULON

Suivant les indications de M. Couche (*), ancien professeur de constructions de chemins de fer à l'École des mines, on peut se rendre compte dans une certaine mesure de l'effort transmis du fait de l'assemblage aux deux faces supérieure et inférieure de l'éclisse et, d'après l'étendue des surfaces de contact, déterminer la fatigue de l'éclisse à la compression.



Le joint est en porte-à-faux, l'éclissage occupe le milieu de la travée de joint.

L est la distance d'axe en axe des traverses du contre-joint.

l la longueur de l'éclissage.

P la charge du moteur au milieu de la travée.

Soit π la résultante des pressions verticales appliquées de chaque côté par le rail sur chacune des deux portées

(*) Voir son ouvrage, t. I, 1er fascicule, p. 96, § 72.

supérieure et inférieure de l'éclisse supposée tout d'abord horizontale.

Soit d la distance des points d'application des forces π et $-\pi$.

Soit I le moment d'inertie de l'ensemble des deux éclisses.

ρ le rayon de courbure en M, point où les fibres sont horizontales,

$$\frac{EI}{\rho} = 2\pi d.$$

La travée L est admise encastrée à ses deux bouts ; les points d'inflexion de la courbe suivie par la ligne des fibres invariables, sont au $\frac{1}{4}$ et $\frac{3}{4}$ de la longueur des points d'appui et d'après la formule d'usage

$$\frac{EI}{\rho} = \frac{1}{8} PL,$$

d'où

$$2\pi d = \frac{1}{8} PL \quad \pi = \frac{PL}{16d}.$$

Les réactions entre le rail et l'éclisse rapportées à l'unité de surface ont leur valeur maximum en M pour la portée supérieure et en H pour la portée inférieure ; l'éclisse étant placée dans son logement sans jeu, les pressions se répartissent sur toute la longueur de la portée et, en admettant la proportionnalité des impressions aux efforts, la somme des réactions sera mesurée pour chaque portée par une aire d'impression $\alpha\beta\gamma$ et $\delta\varepsilon\zeta$, les résultantes π passeront aux $\frac{1}{3}$ et $\frac{2}{3}$ de la demi-longueur de l'éclisse à partir de son milieu, d'où

$$d = \frac{1}{6} l \quad \pi = \frac{PL}{16d} = \frac{3}{8}\frac{PL}{l}.$$

Au point de vue des réactions produites au contact

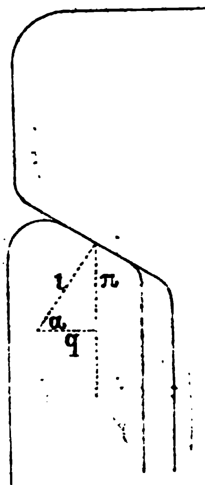
des rails et éclisses, il y a avantage à employer de longues éclisses; les pressions développées sont inversement proportionnelles aux longueurs.

Plus l'éclisse est courte, plus l'effort développé dans l'assemblage est grand, et cela dans la proportion exacte du raccourcissement de l'éclissage.

Un progrès sérieux a été obtenu par l'accroissement de la longueur de l'assemblage. Cette longueur, à la compagnie de Paris-Lyon, limitée tout d'abord à $0^m,40$, a été portée successivement à $0^m,48$, $0^m,70$, et enfin, en dernier lieu, à $0^m,80$.

L'effort développé entre les pièces de l'assemblage a été réduit, dans les derniers types adoptés, à moitié de ce qu'il était au début de l'emploi des éclisses.

En général, la longueur l de l'assemblage devient dans la majeure partie des compagnies sensiblement égale à la longueur L, distante d'axe en axe des traverses de joint, de sorte que l'effort développé à l'assemblage est sensiblement les 3/8 de celui apporté par le moteur sur la file de rails.



La pression verticale π, qui agit sur les faces de contact de l'éclissage, peut être décomposée en deux : l'une, t, normale au contact; l'autre, q, horizontale, qui agit sur les boulons en les faisant travailler à la traction suivant leur longueur.

Dans le triangle $\pi t q$

$$t = \frac{\pi}{\sin \alpha} \quad q = \frac{\pi}{\operatorname{tang} \alpha}.$$

Dans le sens horizontal, l'effort q est naturellement réduit du frottement exercé sur les surfaces en contact en vertu de la pression t.

Le coefficient de frottement étant f, la composante du frottement suivant l'horizontale qui vient en déduction de l'effort q est $f\pi$.

La tension des boulons suivant leur axe est donc $\frac{\pi}{\text{tang}\,\alpha} - f\pi$ ou $\pi\left(\frac{1}{\text{tang}\,\alpha} - f\right)$ pour l'effet produit sur un des côtés de l'éclissage ; cet effet doit être doublé du fait de l'éclisse posée symétriquement de l'autre côté du rail, et l'effort de traction définitif des boulons d'assemblage dans le sens horizontal est de

$$2\pi\left(\frac{1}{\text{tang}\,\alpha} - f\right).$$

Comme d'après ce qui précède $\pi = \frac{3}{8}\frac{\text{PL}}{l}$, l'effort de traction τ auquel l'ensemble des boulons est soumis, est donné par l'expression

$$\tau = \frac{3}{4}\frac{\text{PL}}{l}\left(\frac{1}{\text{tang}\,\alpha} - f\right).$$

Si on prend le cas ordinaire des éclissages, ou

$l = \text{L}$ sensiblement.

Avec inclinaison de l'éclissage sur l'horizontale de $\frac{1}{2}$ correspondant à un angle α de $90° - 26°,34' = 63°,26'$ et

$$\sin\alpha = 0,895$$
$$\cos\alpha = 0,446$$
$$\text{tang}\,\alpha = 2,000$$
$$f = 0,2$$

τ traction des quatre boulons

$$= \frac{3}{4}\text{P}\left(\frac{1}{2} - \frac{1}{5}\right) = 0,225\ \text{P}.$$

La pression P, maximum à l'état statique, est de 7.500 kilogrammes ; elle peut être doublée et portée à

15.000 kilogrammes dans les mouvements de lacets de la machine, d'où

$$\tau = 3\,375^{kg}.$$

Le diamètre des boulons d'éclisse à Lyon est de 25 millimètres; leur section de 490 millimètres carrés.

La tension par millimètre carré peut donc atteindre $6^{kg},900$, dépassant de très peu le chiffre de 6 kilogrammes auquel le fer peut travailler sans la moindre difficulté.

Il est également facile de se rendre compte de l'effort par millimètre carré que la somme des réactions développées au contact du rail et de l'éclisse fait supporter par compression au métal de l'éclisse

$$t = \frac{\pi}{\sin\alpha} = \frac{1}{\sin\alpha} \times \frac{3}{8}\frac{PL}{l}.$$

Si

e est la largeur de la portée d'éclissage;
R la pression au contact par unité de surface;
a la demi-longueur de l'éclisse,

$$Re\frac{a}{2} = t = \frac{\pi}{\sin\alpha} = \frac{1}{\sin\alpha} \times \frac{3}{8}\frac{PL}{l};$$

or

$$a = \frac{l}{2},$$

d'où

$$\frac{Rel}{4} = \frac{1}{\sin\alpha} \times \frac{3}{8}\frac{PL}{l},$$

d'où

$$R = \frac{3}{8}\frac{PL}{el^2 \sin\alpha} \times 4 = \frac{3}{2} \times \frac{PL}{el^2\sin\alpha}.$$

Dans le cas ordinaire :

$$l = 4 = 0^m,6,$$
$$\sin\alpha = 0^m,895,$$

la largeur de la portée des éclisses à Lyon est de

$$0^m,015,$$

d'où

$$R = \frac{3}{2} \times P \frac{1}{0,008} = 187,5\ P \text{ par mètre carré.}$$

$$P = 750^{kg} \text{ à l'état statique,}$$

peut atteindre en marche 15.000 kilogrammes par suite des mouvements de lacet, d'où

$$R = 2^{k},81,$$

chiffre très modéré.

On peut du reste juger des progrès successivement réalisés par la compagnie de Lyon au point de vue des fatigues des divers éléments de l'assemblage.

Les expressions qui résument la fatigue de l'éclisse à la compression et du boulon à la traction sont :

Éclisse :

R fatigue de l'éclisse par unité de surface $= \frac{3}{2} \times \frac{PL}{el^2 \sin \alpha}$;

Boulon :

τ fatigue du boulon pour toute sa section $= \frac{3}{4} \times \frac{PL}{l}\left(\frac{1}{\tang \alpha} - f\right)$,

L étant la distance d'axe en axe des traverses,
l longueur de l'éclisse,
e largeur du contact de l'assemblage,
α angle du contact avec la verticale.

1° *Type PLM* (1860). — Rails en fer ; éclisses en fer.

$L = 0,60$, $l = 0,40$, $e = 0^{m},015$, $\alpha = 63°26'$, $P = 15000$ kg.

Éclisse :

$R = 419\ P$ par m. carré — fatigue par millim. carré. . . $6^{k},29$

Boulon

$\tau = 0,225 \times P \times \frac{4}{l} = 0,337\ P$ — fatigue par millim. carré. 10 ,32

2° *Type PM* (1867). — Rails en acier ; éclisses en fer.

$L = 0,6$, $l = 0,48$, $e = 0,015$, $\alpha = 63°26'$, boulons de 25 millim.

Fatigue de l'éclisse par millim. carré . . . . . $4^{k},60$
Fatigue du boulon par millim. carré. . . . . . 8 ,59

3° *Type PLMA* (1867). — Rails en acier; éclisses en fer. Mêmes fatigues que dans les éclisses et boulons, aucun des éléments de la formule n'étant changé.

4° *Type PM* (1878). — Rails en acier; éclisses en acier. Mêmes fatigues dans les éclisses et boulons, les éléments de la formule restant les mêmes. L'acier remplace le fer dans le métal de l'éclisse, l'effort à supporter étant le même, la force de l'assemblage est augmentée dans le rapport des résistances à la rupture de l'acier et du fer, soit d'environ la moitié.

5° *Type* PM_2 (1880). — Rail en acier; éclisses en acier. Le moment d'inertie est seul augmenté et, par suite, la résistance de l'assemblage à la flexion qui n'est pas traitée aux deux dernières formules actuellement discutées.

6° *Type PLMA* (1880). — Rails en acier; une éclisse en acier; une éclisse en fer. Les moments d'inertie du type n° 3 sont renforcés, mais rien n'est changé dans les pressions du contact qui déterminent les fatigues de l'éclisse à la compression et du boulon à la traction.

7° *Type PM* (1889). — Rails en acier; éclisses cornières en acier. L'éclissage est fortement renforcé, tant au point de vue du travail à la flexion par accroissement du moment d'inertie qu'à celui de la fatigue de l'éclisse par compression et du boulon par traction.

$L = 0{,}6, \quad l = 0{,}7, \quad e = 0{,}015, \quad \alpha = 63°26' \quad P = 15\,000$ kg.

Fatigue de l'éclisse ($R = 136$ P par mètre carré), par millimètre carré. 2k,04

Fatigue des boulons ($\tau = 0{,}225\,P\,\frac{L}{l} = 0{,}193$ P par boulon), par millimètre carré. 5 ,91

8° *Type PLMA* (1889). — Rails en acier; éclisses

cornières en acier. Le moment d'inertie est un peu moins élevé, l'effort à la flexion est un peu plus grand. La longueur de l'éclisse est réduite à $0^m,675$; toutes les autres conditions restant les mêmes, les fatigues sont :

Eclisses par compression.	$2^k,20$
Boulons par traction.	6 ,15

9° *Type LP* (1889). — Rails en acier de 47 kilogrammes; éclisses cornières en acier. La largeur de l'éclisse est augmentée de 3 millimètres, $l = 0^m,018$ au lieu de $0^m,015$. Le moment d'inertie est notablement accru ainsi que la surface de contact résistant aux efforts de compression.

l est portée à $0^m,800$.

Fatigue de l'éclisse ($R = 88$ P par mètre carré), par millimètre carré. . . . . $1^k,33$

Fatigue du boulon ($\tau = 0,169$ P pour un boulon), par millimètre carré . . . . 5 ,20

Le résumé des progrès successifs est donné par le tableau suivant :

			R Fatigue de l'éclisse à la compression.	R' Fatigue du boulon à la traction.
1° Type	PLM.	1860.	$6^k,29$	$10^k,32$
2°	PM.	1867.	4 ,60	8 ,59
3°	PLMA.	1867.	4 ,60	8 ,59
4°	PM_2.	1878.	4 ,60	8 ,59
5°	PM_2.	1880.	4 ,60	8 ,59
6°	PLMA.	1880.	4 ,60	8 ,59
7°	PM.	1889.	2 ,04	5 ,91
8°	PLMA.	1889.	2 ,20	6 ,15
9°	LP.	1889.	1 ,33	5 ,20

D'après ce tableau, on voit que dans les derniers types renforcés, récemment adoptés en principe, les pressions au contact sont assez réduites pour qu'on puisse espérer voir disparaître les déformations de rails aux extrémités constatées sur les rails PM avec l'ancien éclissage; le

nouvel assemblage paraît donner satisfaction pour les parcours à grande vitesse (*).

ANGLE D'ÉCLISSAGE

L'angle d'éclissage actuellement adopté par les six grandes compagnies françaises est le même sensiblement. Pour le Lyon, le Nord, l'Est, l'Ouest et l'Orléans, il est tel que l'inclinaison sur l'horizontale est de $\frac{1}{2}$; au Midi, cette inclinaison est de $\frac{6}{11}$.

Dans ces conditions, pour les cinq premières, cet angle du contact avec l'horizontale est de 26°,34′ et l'angle α des calculs précédents qui est son complémentaire, et l'angle fait par le contact avec la verticale est de 63°,26′.

La tangente de l'angle de 26°,34′ est de $\frac{1}{2}$; c'est l'inclinaison de l'éclissage.

S'il y a unanimité d'accord en France sur ce point entre les diverses compagnies, il y a également accord à l'étranger pour une inclinaison différente.

En Allemagne, l'inclinaison de l'éclissage est de $\frac{1}{4}$ correspondant à un angle avec l'horizontale d'environ 14°, et un angle avec la verticale de 76° (α des formules).

En Amérique, on adopte également la même inclison de $\frac{1}{4}$.

En Belgique, avec la voie Sandberg, où le rail pèse $52^{kg},700$, on va plus loin dans le même sens; l'inclinaison

(*) Bien que l'assemblage comporte quatre boulons, par mesure de sécurité, la fatigue de cette partie de l'assemblage est appliquée dans les calculs à un seul.

de $\frac{1}{5}$ est admise, elle correspond à un angle avec l'horizontale de 11 degrés, et à un angle (α) avec la verticale de 79 degrés. L'éclissage est presque entièrement plat.

Les divers éléments de l'éclissage correspondant à ces trois inclinaisons différentes sont :

	Inclinaisons de		
	1/2	1/4	1/5
Angle de contact avec l'horizontale..	26°,34'	14°	11°
— avec la verticale . .	63 ,26	76	79
Tangente (90 — α).	1/2	1/4	1/5
Sin α.	0°,895	0°,970	0°,982
Cos α.	0 ,446	0 ,242	0 ,191
Tang α.	2 ,000	4 ,010	5 ,144

D'après ces éléments, on peut établir les fatigues comparatives de l'éclisse par compression et des boulons par traction en se reportant aux formules

R fatigue de l'éclisse. . . . . $= \frac{3}{4}\frac{PL}{el^2 \sin\alpha}$,

τ fatigue du boulon . . . . $= \frac{3}{4}\frac{PL}{l}\left(\frac{1}{\tang\alpha} - f\right)$.

Si l'on prend pour unité la fatigue du type français, on trouve pour celle des modèles étrangers

	Type à inclinaisons		
	du 1/2	du 1/4	du 1/5
Fatigue de l'éclisse.	1	0,923	0,911
Fatigue du boulon.	1	0,166	0,0

A mesure de l'applatissement de l'éclissage, la fatigue de l'éclisse diminue, mais dans une faible mesure; celle du boulon décroît rapidement et est à peu près nulle à l'angle du $\frac{1}{5}$; le frottement suffirait pour tenir les éclisses en place.

Cette inclinaison de $\frac{1}{2}$ est admise en France depuis

d'assez longues années au Nord, à l'Est, à Lyon et aux voies vignole de l'Ouest; dans les lignes à double champignon, elle vient d'être tout récemment adoptée aux nouveaux types de rails lourds, dissymétriques, qui imitent le bullheaded anglais.

Dans les voies actuelles, cette inclinaison est de

à Orléans	1,14
Ouest	9/10
Midi	6/11

Les divers éléments entrant dans les calculs ci-dessus deviennent :

	Orléans.	Ouest.	Midi.
Angle du contact avec l'horizontale. .	49°,45	42°	28°,35
— avec la verticale (α).	40 ,15	48	61 ,25
Tang (90 — α)	1 ,14	9/10	6/11
Sin α	0 ,647	0 ,743	0 ,878
Cos α	0 ,763	0 ,669	0 ,478
Tang α	0 ,846	1 ,111	1 ,841

Les fatigues sont, en partant de l'unité pour celles correspondantes à l'angle de $\frac{1}{2}$:

Fatigue de l'éclisse	1,383	1,205	1,019
Fatigue du boulon	3,266	2,333	1,133

Au Midi, les efforts de l'assemblage ne sont guère plus considérables qu'aux types vignole.

A l'Ouest, et surtout à l'Orléans, l'éclissage travaille beaucoup et principalement dans les boulons; on avait tout d'abord songé à renforcer ces derniers sans toucher au profil des rails; la situation n'aurait été que faiblement améliorée.

Aussi à l'Orléans comme à l'Ouest, on a adopté en principe la modification du rail dont l'inclinaison d'éclissage a été fixée à $\frac{1}{2}$ comme aux voies anglaises.

Dans ces conditions, la fatigue des assemblages est devenue à ces lignes sensiblement la même qu'aux réseaux vignole.

Le rapport des fatigues du métal dans le boulon et l'éclisse peut être déterminé; il est sensiblement le même aux diverses lignes du réseau français.

R fatigue de l'éclisse . . . . $= \frac{3}{2}\frac{PL}{el^2 \sin \alpha}$,

R' fatigue du boulon. . . . . $= \frac{3}{4}\frac{PL}{l}\left(\frac{1}{\operatorname{tang}\alpha} - f\right) \times \frac{1}{s}$.

s étant la section d'un boulon comptée en moyenne à $0^{m^2},000625$ avec diamètre de 25 millimètres,

L et l sont sensiblement égaux; $e = 0^m,015$, $\alpha = \frac{1}{2}$,

$\sin \alpha = 0,895$, $\operatorname{tang}\alpha = 2$, $\frac{R'}{R}$ est sensiblement $2\frac{1}{2}$.

Avec les variations de longueur d'éclissage l, suivant les types, ce rapport peut varier de 2 à 3.

La fatigue du boulon est de deux à trois fois plus grande que celle de l'éclisse; il est vrai qu'on exige du boulon une qualité de métal supérieure à celle de l'éclisse.

Avec l'angle de $\frac{1}{4}$ adopté en Amérique et en Allemagne, le travail par unité de section dans le boulon est réduit au 1/5 et n'est guère plus de la moitié de celui de l'éclisse. Pour avoir une fatigue équivalente de chaque élément de l'assemblage, il faudrait au contact une inclinaison intermédiaire entre celles de $\frac{1}{2}$ et de $\frac{1}{4}$ et assez voisine de cette dernière.

Ces faibles inclinaisons à l'éclissage donnent à la tête du rail un profil un peu étrange; les bords inférieurs du champignon ne sont plus soutenus par une masse suffisante de métal reliée à l'âme du rail.

Il paraît convenable de ne pas soulever de nouvelles discussions sur cet angle d'éclissage fixé à $\frac{1}{2}$ par accord complet entre les diverses compagnies françaises; le Midi seul en diffère très peu et à peine de 1/20.

LONGUEUR DE L'ÉCLISSAGE

Comme l'indiquent les formules discutées plus haut, la fatigue du métal dans l'éclisse est inversement proportionnelle au carré de sa longueur et celle du boulon en raison inverse seulement de cette longueur.

Pendant assez longtemps, on s'est borné à des longueurs assez restreintes de $0^m,40$ portées à $0^m,45$ et $0^m,48$; ce n'est que dans ces derniers temps qu'au chemin de Lyon on a pris le parti de porter cette longueur à $0^m,70$ pour la voie PM et $0^m,675$ pour la voie PLMA; avec le nouveau profil lourd LP de 47 kilogrammes destiné aux lignes à trains rapides, on va jusqu'à $0^m,80$.

La fatigue de l'éclisse est réduite au $\frac{1}{4}$; dans ces conditions, on est certain d'avoir un véritable éclissage soulageant les rails au joint, et on ne sera plus exposé à voir les rails les plus résistants se déformer à leurs extrémités.

Les autres compagnies progressent également en ce sens.

Sur une aussi grande longueur d'assemblage, quatre boulons ne suffisent plus; on en porte le nombre à six et on diminue ainsi notablement la fatigue du boulon.

CONTACT DE L'ASSEMBLAGE

La surface de contact à l'assemblage est augmentée

par la longueur des éclisses et la pression par unité de surface diminuée d'autant.

On atténue encore cette pression par l'accroissement de la ligne de contact perpendiculairement à la longueur. Au début, le contact n'avait lieu que sur 12 millimètres, surtout dans les rails à profils légers; il a été porté à 15 millimètres aux lignes de Lyon et dans les profils lourds; en dernier lieu un grand progrès a été réalisé en ce sens; le champignon du profil L P, adopté sur les lignes à trains rapides, a été élargi de 6 millimètres, ce qui a permis de renforcer l'épaisseur de chaque éclisse de 4 millimètres et le contact d'égale quantité.

La fatigue de l'éclisse, qui est inversement proportionnelle à cette longueur de contact, a été en fait réduite de 1/5.

Toutes ces améliorations dans l'assemblage étaient de toute nécessité pour assurer au joint une fatigue du métal ne dépassant pas celle du rail dans les travées intermédiaires et en même temps une rigidité suffisante le garantissant contre les déformations aux extrémités des barres; on a pu ainsi réaliser dans la file des rails interrompue au joint une véritable continuité indispensable au bon roulement.

CAHIER DES CHARGES POUR EXÉCUTION DU MATÉRIEL DE L'ASSEMBLAGE DES RAILS.

Dans l'exécution des éléments de l'éclissage, on a rapidement reconnu la nécessité de se rendre compte pratiquement de leur solidité et, comme pour les rails, des cahiers des charges très précis ont été donnés à la fabrication pour assurer une qualité de métal suivie et constater que les efforts à supporter dans la réalité par l'assemblage ne dépassent pas ceux que le métal est en état de subir sans détériorations ni déformations.

A la compagnie de Paris-Lyon, ces cahiers des charges sont de deux natures et s'appliquent aux éclisses et aux boulons.

1° *Éclisses.* — Les épreuves sont de même ordre que celles admises pour rails; une première série faite à la presse assure au métal un minimum de dureté, une autre série faite au choc un maximum à ne pas dépasser; entre ce minimum et le maximum, il y a une large marge dans laquelle la fabrication peut se mouvoir.

1re *épreuve.* — Deux bouts de rails de $1^m,50$ chacun sont assemblés dans les conditions de pose de la voie au moyen de deux éclisses et de boulons de façon à former une poutre rigide.

La poutre ainsi formée et reposant par les champignons de rails sur deux points d'appui séparés de 1 mètre, doit supporter pendant cinq minutes, et sans que les éclisses conservent de flèche sensible après l'épreuve, une pression minimum variable suivant le type employé et appliquée au milieu de l'intervalle des points d'appuis.

Cette pression minimum est de :

3.200 kilogr. pour les éclisses en fer.	P L M à trois trous; P M et P L M A à quatre trous, modèles 1860 et 1867.
3.500 kilogr. pour les éclisses en acier. . . .	P M_2 à talons, trois ou quatre trous, modèles 1878 et 1880.
9.000 kilogr. pour les éclisses en acier. . . .	cornières, nouvellement adoptées à la voie P M, de $0^m,70$ de long, modèle 1889.
8.000 kilogr. pour les éclisses en acier. . . .	cornières, adoptées aux voies P L M A, de $0^m,675$, modèle 1889.

Cet essai analogue à celui des rails est essentiel pour assurer la sécurité de l'assemblage. Le rail est renversé et, dans l'épreuve, se trouve dans des conditions de

résistance inférieures à celles de la réalité où le patin est en bas.

Pour la fixation des termes de cette épreuve, on a admis que la pression sur essieu moteur, qui ne dépassait pas autrefois 12 tonnes, était répartie également sur les deux roues donnant sur chacune d'elles une charge d'environ 6 tonnes. On pensait pouvoir sans inconvénient faire supporter à l'assemblage un effort moléculaire double de celui du rail; de là un essai correspondant à une charge atteignant environ la moitié de celle atteinte en réalité.

Cette façon de comprendre la résistance de l'assemblage a paru insuffisante.

La charge de 12 tonnes peut, par suite des mouvements de lacet, être portée tout entière sur une seule file de rails; la distance des points d'appui est de $0^m,60$ à l'assemblage au lieu de 1 mètre dans l'épreuve; d'après ces conditions la charge à l'épreuve doit être de $7^t,5$ pour être comparable aux efforts réels possibles résultant d'essieux moteurs chargés à 12 tonnes.

Avec des essieux moteurs qui reçoivent des poids de 15 tonnes, comme maintenant la charge d'épreuves à l'assemblage doit être d'environ 9 tonnes pour assurer dans l'éclisse une fatigue de métal de même ordre que celle des rails.

Les essais adoptés en ces derniers temps satisfont sensiblement à ce desideratum; il était loin d'en être ainsi autrefois; l'assemblage était insuffisant, la fatigue du métal était trop grande; l'assistance portée par l'assemblage au rail dans le joint était médiocre et le rail se déformait à ses extrémités.

2ᵉ *épreuve*. — Cette seconde épreuve n'est que la suite de la précédente et est poursuivie, sur la barre assemblée, sous l'action de la presse.

L'éclissage doit supporter pendant cinq minutes sans

se rompre ni se fendre une charge de :

8.000 kilogr.	pour éclisses en fer. . .	P L M à quatre trous,	mod. 1860.
9.090 —		P M et P L M A à quatre trous,	— 1867.
9.000 —	pour éclisses en acier. .	P M_2 à trois trous,	— 1880.
12.000 —		P M_2 à quatre trous,	— 1880.
17.500 —		cornières P M,	— 1889.
16.500 —		— P L M A,	— 1889.

En fait, dans les essais, l'assemblage résiste bien au delà de ces limites; on a pu parfois constater, même avec l'ancien éclissage et du bon métal, des résistances atteignant 100 tonnes. Mais il est vrai que la fatigue qui intéresse à l'emploi est non celle de la rupture mais celle correspondant à un commencement de déformation, c'est-à-dire à la limite d'élasticité; toute éclisse qui peut arriver à être déformée est condamnée tôt ou tard à rompre; l'assemblage ne fonctionne plus dès qu'un commencement de déformation se manifeste, des chocs surviennent qui grandissent à mesure du relâchement de l'assemblage et amènent la rupture.

Les essais sont continués sous la presse jusqu'à rupture, le chiffre auquel on arrive est noté à titre de renseignement; comme pour les rails, il est très variable et les inégalités tiennent davantage aux détails même de l'essai qu'à la nature du métal.

3e *épreuve.* — Une poutre formée de deux rails éclissés, comme il est dit précédemment, et placée sur deux couteaux espacés de $1^m,10$ doit supporter sur le joint un choc de mouton de 200 kilogrammes tombant librement au milieu de l'intervalle des deux points d'appui d'une hauteur de

$0^m,60$	pour éclisses en fer. . .	P L M à trois trous,	mod. 1867.
0 ,80		P M et P L M A à quatre trous,	— 1867.
0 ,70	pour éclisses en acier. .	P M_2 à trois trous,	— 1880.
1 ,00		P M_2 à quatre trous,	— 1880.
1 ,90		cornières P M,	— 1889.
1 ,80		— P L M A,	— 1889.

Les difficultés croissantes de l'essai dénotent les améliorations successivement réalisées dans l'assemblage; la résistance au choc a été triplée.

Cette épreuve détermine pour les éclisses comme pour les rails un maximum de dureté ou d'aigreur dans le métal qu'il est essentiel de ne pas dépasser.

Le métal à éclisses est peu différent de celui employé pour rails; l'éclisse est même parfois laminée de bouts de rails étirés en cannelures spéciales; cependant généralement le métal est un peu plus doux; l'éclisse doit résister à la flexion et à la compression et, à cet égard, doit être fait d'un acier malléable, rigide sans aigreur; le métal doit ne pas se matter aux contacts de l'assemblage, mais n'a pas, comme pour le rail, à présenter une résistance spéciale à l'usure.

A ces conditions d'épreuves à la presse et au choc précisant les limites de dureté entre lesquelles la fabrication peut se mouvoir, les cahiers des charges de la compagnie de Paris-Lyon ajoutent un certain nombre de conditions accessoires dont quelques-unes font partie intégrale des conditions de réception.

Le métal, dans les épreuves à la traction, doit résister à une charge minimum de 50 kilogrammes par millimètre carré avec allongement compris entre 15 et 25 p. 100.

Je rappelle que pour les rails, les conditions imposées à la même compagnie arrivent à préciser un métal dont les résultats d'épreuves à la traction sont sensiblement les suivants :

Limites d'élasticité.	35 à 39 kilogr.
— de rupture.	72 à 76 —
Allongement	13 à 14 p. 100

L'acier à éclisses est donc d'une nature sensiblement plus douce que celle des rails; il faut avant tout éviter

les ruptures; l'usure par frottement des charges en mouvement est nulle, une grande dureté n'est pas indispensable; on évite toutefois le métal extra doux, résistant à moins de 50 kilogrammes par millimètre carré, pour donner à l'assemblage une rigidité suffisante.

A ces épreuves de traction, on joint une autre épreuve dont les résultats sont notés à titre de renseignement.

Avec un morceau d'éclisse, on fabrique soit des burins à main, soit des outils de machine à raboter; ces outils, trempés suivant l'usage, doivent, sans s'émousser, s'ébrécher ou se refouler, attaquer la croûte des pièces coulées en fonte.

On s'assure ainsi que le métal n'est pas trop mou, peut prendre la trempe dans une certaine mesure, et donner de la rigidité à l'assemblage; une épreuve de cette nature, faite dans des conditions aussi vagues, ne peut guère donner d'indication utile.

Boulons. — Les boulons d'éclisses, jusqu'à ces derniers temps, ont toujours été faits en fer à grains de qualité supérieure.

La compagnie de Paris-Lyon a adopté successivement pour son menu matériel la substitution de l'acier doux au fer dans les éclisses, les selles et tirefonds; quant aux boulons, la tige est en acier doux, l'écrou est encore en fer; c'est la seule pièce de la voie pour laquelle ce métal reste employé.

Le diamètre de la tige est de 25 millimètres; la tête du boulon, qui vient butter contre le talon de l'éclisse cornière pour éviter le desserrage, est circulaire sur la moitié de son pourtour et, sur les autres côtés, porte des parties rectilignes. Le poids en est de $0^{kg},750$.

Avant la fabrication du boulon, on fait à froid et à chaud les épreuves nécessaires pour constater la bonne qualité du métal en barres destiné à la fabrication des

boulons ; ces barres doivent résister au pliage à 90 degrés et au redressage sans offrir de criques dans la partie recourbée.

Les aciers doivent résister sans allongement permanent à un effort de traction de 22 kilogrammes et ne doivent rompre que sous une charge de 45 kilogrammes en prenant un allongement de 18 à 22 p. 100 ; les barrettes d'essai ont $0^{m},10$ de longueur utile et $0^{m},0138$ de diamètre après tournage.

Le boulon est en acier extra doux, dépassant en douceur sensiblement la qualité de l'éclisse ; il faut surtout à cet emploi un métal malléable.

Les écrous doivent être pris dans du fer corroyé parfaitement soudé ; les barres destinées à cette opération doivent résister à un effort de traction, sans rompre, de 36 kilogrammes, avec allongement de 12 p. 100.

Il est fait sur les écrous percés et non filetés une série d'épreuves pour constater la bonne qualité de la soudure du fer au moyen de poinçons gradués en acier enfoncés de force dans le trou de l'écrou.

Le fer doit être de qualité convenable pour que le diamètre de ce trou, qui est de 21 millimètres avant le taraudage, soit porté à $22^{mm},5$ par l'introduction de la broche sans qu'il se produise de rupture ni de fissure dans l'écrou.

Les boulons, après fabrication, sont encore soumis à d'autres épreuves :

1° Ils sont enfoncés verticalement jusqu'à moitié de leur longueur dans un trou de même diamètre percé dans un bloc de fonte, et on les frappe latéralement à la partie supérieure de manière à leur faire faire un angle de 45 degrés avec la verticale ; ils devront ensuite être redressés sans qu'il se manifeste de fentes au fond des filets ;

2° Ils sont, en outre, placés verticalement dans le

trou d'une enclume, la tête reposant sur une cale de 0m,012 d'épaisseur; dans cette position, la tête doit supporter cinq chocs d'un marteau à devant du poids de 5 kilogrammes frappant normalement du côté opposé à la cale sans qu'il se manifeste de fentes au collet; après cette épreuve, la face inférieure de la tête devra former avec l'axe de la tige un angle de 12 degrés au minimum;

3° Un boulon muni de son écrou à l'extrémité de la tige, de manière à laisser un intervalle libre de 0m,075 sous la tête, doit supporter un effort de traction de 42 kilogrammes par millimètre carré de la section moyenne du filet, c'est-à-dire d'une surface circulaire de 23 millimètres de diamètre, en prenant un allongement de 0m,005 au minimum.

Toutes ces épreuves, qui se font dans des conditions plus ou moins analogues à celle du travail de traction du boulon sur la voie, sont de nature à donner toute garantie pour la régularité de qualité des matériaux employés.

DÉTAIL DES ASSEMBLAGES DE RAILS AUX DIVERSES COMPAGNIES AUTRES QUE CELLES DE PARIS-LYON.

La nécessité d'assurer la rigidité de la voie par l'accroissement de la longueur et du poids des rails, le renforcement de l'assemblage qui permet à la barre de ne pas plus fatiguer au joint qu'à ses parties centrales, a préoccupé non seulement la compagnie de Paris-Lyon, mais aussi toutes les autres compagnies du réseau français, et on est arrivé aux mêmes conclusions pratiques de donner à l'éclissage une puissance telle que la fatigue au joint dans les éclisses et les rails soit du même ordre que celle des rails aux travées intermédiaires.

Je passerai successivement en revue les progrès réa-

lisés en ces derniers temps à ce sujet dans les diverses lignes françaises.

1° *Compagnie du Nord.*

La *fig.* 20, Pl. p. 406bis, donne le détail de l'éclissage adopté pour la voie légère en acier vignole de 30 kilogrammes.

La *fig.* 21, Pl. p. 406bis, l'assemblage renforcé de la voie double, nouvellement admise, de 43 kilogrammes.

Dans la voie de 30 kilogrammes, l'éclissage est simplement constitué par deux barres droites, semblables, en fer, de 0^m,45 de long, avec une épaisseur de 0^m,0175 et une hauteur moyenne de 0^m,075. Les deux éclisses sont réunies par quatre boulons de 19 millimètres de diamètre passant à travers des trous de 20 millimètres dans les éclisses et de 24 millimètres dans le rail, laissant ainsi le jeu nécessaire à la dilatation et à la construction du rail.

Telle est du moins la disposition aux joints portés sur traverses. La compagnie du Nord n'a adopté que tout récemment le joint en porte-à-faux; dans ce dernier cas, les éclisses sont allongées; elles ont 0^m,52 de long; les trous sont ovales afin de permettre aux ergots des boulons de s'y loger; les écrous sont posés à l'intérieur de la voie pour qu'on puisse en vérifier facilement le serrage.

Aux joints portés, les deux éclisses ne sont pas tout à fait identiques; l'une, avec rainure, est posée à l'extérieur de la voie; cette rainure tient les têtes de boulons pour les empêcher de tourner quand on serre les écrous; l'éclisse sans rainure, placée à l'intérieur de la voie, sert d'appui aux écrous.

Pour empêcher le glissement sur les traverses dans le sens de la marche des trains, deux moyens sont employés :

1° Dans la voie avec joints en porte-à-faux, on adapte à l'éclisse intérieure une plaque d'arrêt en fer de $0^m,215 \times 0^m,075 \times 0^m,006$, repliée dans le bas selon la forme du patin de rail, de manière à ce que l'extrémité vienne buter contre la tête du tirefonds de la première traverse qui suit le joint.

Dans les lignes à voie unique, le glissement se produisant alternativement dans un sens ou dans l'autre, on pose une plaque d'arrêt à chaque extrémité de l'éclisse intérieure.

2° Dans la voie posée avec joints portés, on emploie des coins d'arrêt contre lesquels les rails viennent buter; ces coins sont logés dans de petites encoches disposées pour les recevoir aux angles du patin. On en met deux par rail en contact avec celle des deux extrémités qui doit être retenue. Les coins sont enfoncés parallèlement aux fibres du bois et fortement appuyés contre le rail, de sorte que, en s'opposant à son glissement ultérieur, ils lui conservent cependant la faculté de se dilater en sens inverse du mouvement de la voie. Cette disposition tend du reste à disparaître en même temps que l'habitude des joints portés; depuis longtemps, partout ailleurs, les joints en porte-à-faux sont admis et aucune discussion n'est faite sur l'opportunité de ce dispositif, qui présente tous les avantages pour la douceur du roulement.

Les principaux éléments de cet assemblage sont :

	Joints en porte-à-faux.	Joints portés.
Longueur de l'éclisse.	$0^m,52$	$0^m,45$
Épaisseur.	0 ,0175	0 ,0175
Hauteur moyenne d'éclissage.	0 ,075	0 ,075
Section de l'éclisse.	0 ,001 313	0 ,001 313
Poids du mètre courant.	10^{kg}	10^{kg}
— de la paire d'éclisse.	10 ,40	9
Moment d'inertie dans le sens vertical. . { I_v une éclisse.	0,000 000 732	même chiffre
{ I_v la paire d'éclisses. . . .	0,000 001 464	—

$\frac{I_v}{n}$ fibres supérieures, une éclisse . . .	0,000017417	même chiffre
$\frac{I_v}{n'}$ fibres inférieures, une éclisse. . . .	—	—
Moment d'inertie dans le sens horizontal : I_h une éclisse.	0,000000036	—
$\frac{I_h}{n}$ fibres extrêmes vers âme du rail. .	0,000003625	—
$\frac{I_h}{n}$ fibres extrêmes vers bord du patin.	0,000004045	—
Moment d'inertie total des deux éclisses par rapport à l'axe du rail I_v	0,000001314	—
$\frac{I_v}{n}$ des fibres extrêmes	0,000043812	—

Dans la voie lourde de 43 kilogrammes, l'éclissage est fortement renforcé ; il est formé de deux éclisses cornières dont la section rappelle celles de la compagnie de Paris-Lyon adoptées en dernier lieu pour les rails PM, PLMA et LP, modèles 1889.

Les sections et poids par mètre de ces derniers étaient :

	Section.	Poids par mètre.
Éclissage PM cornière acier, type 89. . .	0,002653	20kg,75
— PLMA — — . . .	0,002392	18 ,71
— LP — — . . .	0,002961	23 ,17
Les profils adoptés au Nord donnent :		
éclisse intérieure sans saillie.	0,002617	19 ,89
— extérieure avec —	0,002658	20 ,20

Les éclisses sont en acier ou fer fondu homogène ; les saillies de l'éclisse extérieure servent à fixer la tête du boulon pour l'empêcher de tourner pendant le serrage.

L'épaisseur de l'éclisse est portée de 0m,0175 à 0m,024 ; la ligne de contact avec le rail, qui était de 0m,010, est maintenant de 0m,016 ; de là une diminution notable dans la fatigue de l'éclisse au matage par suite des efforts de contact.

La longueur de l'éclissage est élevée de 0m,45 à 0m,65,

presque autant qu'à Paris-Lyon où les longueurs admises sont de :

0m,700 à la voie P M,
0 ,675 — P L M A,
0 ,800 — L P.

Les éclisses sont réunies par quatre boulons en fer renforcés de 25 millimètres de diamètre qui traversent les trous d'éclisses ayant 27 millimètres, et ceux des rails portés à 31 millimètres.

Pour empêcher le cheminement dans le sens de la voie, les éclisses reçoivent à leurs extrémités des encoches qui permettent le passage des tirefonds sur lesquelles elles viennent s'appuyer, quel que soit le sens de la marche des trains.

Les principaux éléments du nouvel éclissage, qui permettent de déterminer la fatigue du métal, sont donnés par le tableau suivant, qui rappelle en même temps ceux de la voie légère, permettant ainsi de juger des progrès réalisés.

		Joints en porte-à-faux.	
		Voie de 30 kilogr.	Voie de 43 kilogr.
Longueur de l'éclisse		0,52	0,65
Épaisseur		0,0175	0,024
Hauteur moyenne de l'éclissage		0,075	0,083
Contact de l'éclissage		0,010	0,016
Section de l'éclisse intérieure		0,001 313	0,002 617
— — extérieure		0,001 308	0,002 658
Poids du mètre courant	éclisse intérieure	19kg	19kg,89
	— extérieure	9 ,65	20 ,20
Poids de la paire d'éclisses		10 ,40	25 ,50
Moment d'inertie par raport au centre de gravité, sens vertical	éclisse intérieure	0,000 000 732	0,000 001 879
	— extérieure	0,000 000 732	0,000 001 897
	de la paire d'éclisses	0,000 001 464	0,000 003 775
n des fibres infér^res	éclisse intérieure	0,040	0,055
	— extérieure	0,040	0,055

$\frac{I}{n}$	des fibres supér^{res}	éclisse intérieure. . .	0,000017417	0,000034089
		— extérieure . .	0,000017417	0,000034534
		paire d'éclisses. . . .	0,000034834	0,000068623

Le moment d'inertie dans le sens du travail à la flexion est plus que doublé, et le $\frac{I}{n}$ est exactement deux fois plus grand pour les voies lourdes qu'aux anciennes voies légères; la fatigue du métal y est moitié grande.

			Voie légère de 30 kilogr.	Voie lourde de 43 kilogr.
n'	des fibres inférieures. .	éclisse intérieure. .	0,040	0,040
		— extérieure. .	0,040	0,040
$\frac{I}{n'}$	des fibres inférieure . .	éclisse intérieure. .	0,000017417	0,000047262
		— extérieure. .	0,000017417	0,000047502
		de la paire d'éclisses.	0,000034834	0,000091764

Aux fibres inférieures, le $\frac{I}{n}$ est triplé et par suite la fatigue du métal réduit au tiers.

Moment d'inertie dans le sens horizontal :			Voie légère de 30 kilogr.	Voie lourde de 43 kilogr.
I_h		éclisse intérieure. .	0,000000036	0,000000460
		— extérieure. .	0,000000036	0,000000462
$\frac{I_h}{h}$	fibres extrêmes de l'âme.	éclisse intérieure. .	0,000003625	0,000025445
		— extérieure. .	0,000003625	0,000025410
$\frac{I_h}{h'}$	fibres extrêmes au bord du patin. .	éclisse intérieure. .	0,000004045	0,000012452
		— extérieure. .	0,000004045	0,000012557

Pour résister aux efforts transversaux qui contribuent aux déraillements, la puissance de l'éclissage a été triplée.

Moment d'inertie total de la paire d'éclisses par rapport à l'axe du rail :		
I_v	0,000001314	0,000005673
n fibres extrêmes.	0,040	0,067
$\frac{I_v}{n}$	0,000043812	0,000084680

Par rapport au rail, l'ensemble de l'assemblage est

doublé de puissance et les fatigues produites dans le métal réduites à moitié.

Les efforts moléculaires par unité de section calculés suivant les formules de M. Couche sont :

Travail à la flexion de l'éclisse :

$$R = \frac{n}{I} \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{6} \times PL,$$

L = distance des points d'appui = $0^m,60$.

P peut atteindre 15.000 kilogrammes par suite des mouvements de lacet, d'où

$$R = \frac{n}{I} \times 750 \text{ par mètre carré.}$$

	Rail, 30 kilogr.	Rail, 42 kilogr.
Éclisse intérieure, fibres supérieures R. . . .	$21^{kg},6$	$11^{kg},0$
— extérieure, — —	21 ,6	10 ,8
— intérieure, — —	21 ,6	7 ,9
— extérieure, — —	21 ,6	7 ,8

Dans les nouvelles éclisses du Nord, la fatigue à la flexion est sensiblement la même qu'à Paris-Lyon, un peu moins grande aux parties supérieures de l'assemblage et un peu plus élevée aux parties inférieures; elle était, à Paris-Lyon, de 7 à 12 kilogrammes; au Nord, elle est de 8 à 11 kilogrammes, un peu moins inégale aux divers points de l'éclissage.

Travail à la compression résultant des efforts développés au contact :

$$R = \frac{3}{2} \times \frac{PL}{el^2 \sin \alpha},$$

α est le même qu'à Paris-Lyon,

$\sin \alpha = 0,895, \quad \tan \alpha = \frac{1}{2},$

$L = 0,60, \quad l = 0,52$ aux anciennes éclisses,
$= 0,65$ aux nouvelles,

$e = 0,010$ aux anciennes éclisses,
$= 0,016$ aux nouvelles.

	Voie légère, 30 kilogr.	Voie lourde 43 kilogr.
Fatigue à la compression au contact. . . .	$5^{kg},64$	$2^{kg},25$

résultat sensiblement analogue à celui de Paris-Lyon.

Travail du boulon :

$$R' = \frac{1}{5} \times \frac{3}{4} \times \frac{PL}{l}\left(\frac{1}{\tan g\, \alpha} - f\right),$$

S est la section d'un boulon de 19 millim. aux voies de 30 kilogr.
— — 25 — — 43 —

d'où

	Voie légère.	Voie lourde.
R'.	$13^{kg},8$	$7^{kg},2$

Dans les voies légères, ces chiffres sont plus élevés qu'à Paris-Lyon, où les boulons ont 25 millimètres de diamètre au lieu de 19 millimètres.

Dans les voies à profils lourds, la différence de la fatigue des boulons dans les lignes du Nord et celles du Paris-Lyon est moins grande, et, au lieu d'atteindre 4 kilogrammes par millimètre carré, elle est réduite à 1 kilogramme; à Paris-Lyon, cette fatigue est d'environ 6 kilogrammes, au lieu de 7 kilogrammes au Nord; ces chiffres rentrent dans la pratique courante de l'emploi des métaux.

Les solutions admises au Nord comme à Paris-Lyon pour le renforcement de l'assemblage sur les lignes parcourues par les trains rapides, paraissent donner tout apaisement et répondent au désir qu'on se proposait de donner au joint une rigidité suffisante en réduisant la fatigue du métal à ce qu'elle est aux travées centrales du rail.

Les éclisses de la compagnie du Nord pour voies de 30 kilogrammes sont en fer; celles des voies lourdes sont en acier ou fer homogène.

Pour les unes et les autres, le Nord ne fait pas, comme Paris-Lyon, d'épreuves à la presse et au choc dans des

conditions de travail plus ou moins analogues à celles que le métal doit supporter dans la réalité. On se contente, pour l'acier comme pour le fer, d'essais servant à apprécier la qualité du métal.

1° *Essais de traction.* — Sur éprouvette de 200 millimètres de long, le métal doit résister en moyenne à 35 kilogrammes par millimètre carré avec allongement de 18 p. 100; aucun essai isolé ne doit donner moins de 32 kilogrammes de résistance et 15 p. 100 d'allongement.

2° *Essais de pliage.* — On plie au casse-barres une éclisse dans son milieu afin d'obtenir un angle de 45 degrés entre la partie droite et la partie rabattue; l'éclisse est ensuite redressée et ne doit présenter ni criques ni dessoudures; on casse l'éclisse pour juger de la texture.

3° *Essais à chaud.* — Un morceau d'éclisse est fendue à la tranche à une extrémité dans le sens de la hauteur sur $0^m,10$, et de la même chaude les deux moitiés sont renversées au marteau jusqu'à rabattement complet.

Un morceau d'éclisse étiré en barre plate doit être percé avec un poinçon conique, dans la même chaude, de trous espacés de $0^m,01$ et dont le diamètre est égal à la moitié de la largeur de la barre; le percement des trous ne doit produire ni fentes, ni gerçures. Ces épreuves à chaud ont surtout pour objet, avec le fer, de constater une bonne soudure; elles deviennent sans intérêt avec le métal fondu, qui les supporte sans difficulté; pour le même métal, les essais à froid du fer qui continuent à lui être appliqués sont des plus faciles à réaliser.

L'allongement indiqué exige un acier doux ordinaire qui peut être obtenu aisément avec tous les procédés de fabrication de métal fondu.

Il serait peut-être préférable d'adopter, comme à Paris-Lyon, des épreuves à la presse et au choc faisant

travailler le métal dans des conditions plus ou moins analogues à celles qu'on exige de lui dans la réalité.

Compagnie de l'Est.

La compagnie de l'Est, comme celle du Nord, a toujours utilisé dans ses voies le profil vignole, et un très petit nombre de types ont été successivement adoptés :

1° Le modèle en fer de 35 kilogrammes, au début;

2° Le modèle en acier de 30 kilogrammes, qui a été adopté lors de la transformation en acier des voies en fer; quelques lignes possèdent encore le fer de 35 kilogrammes, et, il y a peu d'années, l'Est commandait encore quelques rails en fer;

3° Le modèle en acier de 44 kilogrammes sur les voies très fatiguées; ce type, adopté en principe depuis quelques mois, est à peine en cours d'exécution; il est pour ainsi dire à l'essai.

A ces trois types de rails correspondent trois modes d'assemblage dont les détails sont donnés par :

La *fig.* 22,	Pl. p. 406bis,	pour profil	en	fer	de 35	kilogr.
23,	406bis,	—		acier	30	—
24,	406ter,	—		—	44	—

1° *Ancien rail en fer de* 35 *kilogrammes.* — L'éclissage est en fer comme le rail, composé de deux barres droites à rainures où se loge la tête du boulon qui ainsi ne peut tourner pendant le serrage; les deux éclisses sont symétriques.

La longueur de l'assemblage est de $0^m,45$, un peu plus faible qu'à Lyon, le même qu'au Nord; l'épaisseur de la barre est de $0^m,02$, la hauteur moyenne d'éclissage $0^m,064$.

L'angle d'éclissage est de 45 degrés au lieu de $26°,34'$ adopté en dernier lieu à tous les types français; tang $\alpha = 1$, sin $\alpha = 0,707$; l'angle fait par le contact avec la

verticale est de 45 degrés comme avec l'horizontale. L'éclissage est beaucoup plus fatigué qu'avec l'angle admis ultérieurement.

Les deux éclisses sont réunies par quatre boulons de 20 millimètres ; les trous d'éclisse ont 22 millimètres et ceux des rails 24 millimètres ; le jeu est suffisant pour la dilatation du rail.

Les éléments de l'assemblage sont :

Longueur de l'éclisse.	$0^m,450$
Section —	$0^{mq},0012$
Poids par mètre de la barre.	$9^{kg},12$
— de la paire d'éclisses	8 ,11
Moment d'inertie, sens vertical, une éclisse	0,000000437
— — la paire.	0,000000874
$\frac{I}{n}$ fibres inférieures ou supérieures, une éclisse. .	0,000012140
$\frac{I}{n}$ fibres inférieures ou supérieures, la paire. . . .	0,000024280

2° *Rail en acier de* 30 *kilogrammes*. — L'éclissage est dissymétrique et comprend une éclisse intérieure en acier, droite, ordinaire, de $0^m,51$ de long, et une éclisse, également en acier, extérieure, cornière, beaucoup plus lourde, dont la longueur est de $0^m,75$; cette dernière est fixée aux traverses du contre-joint par deux tirefonds de 23 millimètres à chaque extrémité ; cette disposition paraît réussir pour éviter le cheminement des rails.

Les deux éclisses sont réunies par quatre boulons de 23 millimètres de diamètre ; le trou dans l'éclisse a 25 millimètres et dans le rail 27 millimètres ; l'écrou du boulon s'appuie sur l'éclisse cornière par l'intermédiaire d'une rondelle Grover.

La largeur moyenne d'éclissage est fortement augmentée et portée de $0^m,064$ à $0^m,076$; la longueur de contact de $0^m,012$ est restée la même ; l'épaisseur de l'éclisse a été ramenée de $0^m,020$ à $0^m,018$; la substi-

tution de l'acier au fer a permis cette réduction sans compromettre la résistance de l'éclisse.

Cette dissymétrie dans les deux pièces de l'assemblage, soit en section, soit en longueur, ne se rencontre dans les voies vignole, en France, qu'à l'Est; il en résulte, à l'intérieur et à l'extérieur de la voie, une répartition inégale de la pression développée au contact des surfaces par la charge du moteur. Il semble qu'il y aurait intérêt à adopter, comme à Paris-Lyon et au Nord, des éclisses identiques de chaque côté de l'assemblage; c'est ce qui a été fait, du reste, dans la nouvelle voie lourde de 44 kilogrammes.

Les principaux éléments de l'éclissage pouvant servir au calcul des fatigues du métal sont :

	Éclisse droite ordinaire.	Éclisse cornière à patin.
Section	0,001342	0,002103
Poids par mètre	$10^{kg},20$	$15^{kg},96$
Longueur de l'éclisse	$0^{m},51$	$0^{m},75$
Poids de l'éclisse	$5^{kg},20$	$11^{kg},97$
— de la paire d'éclisses	17 ,17	17 ,17
Moment d'inertie, sens vertical	0,000000630	0,000001328
Distance des fibres extrêmes supérieures	$0^{m},040$	$0^{m},053$
Distance des fibres extrêmes inférieures	0 ,040	0 ,031
$\frac{I}{n}$ fibres d'en haut	0,000015721	0,000042241
$\frac{I}{n'}$ fibres d'en bas	0,000015721	0,000025018

3° *Voie lourde de 44 kilogrammes.* — La *fig.* 24 donne les éléments d'éclissage du nouveau rail lourd; l'assemblage est largement renforcé. Les deux éclisses sont d'égale section et d'égale longueur de $0^{m},78$; elles sont toutes les deux du modèle cornières, attachées aux traverses du contre-joint par deux tirefonds à chaque bout; l'épaisseur de l'éclisse a été augmentée d'un tiers et portée de $0^{m},018$ à $0^{m},024$; le contact a été élevé de $0^{m},012$ à $0^{m},18$, soit accru de moitié.

Les deux éclisses sont assemblées par quatre boulons de 27 millimètres; les trous de passage sont de 29 millimètres dans l'éclisse et de 32 millimètres dans le rail; la rondelle Grover sépare l'écrou de l'éclisse extérieure. Cet assemblage est des plus puissants; ses principaux éléments sont :

Longueur de l'éclisse	$0^m,780$
Section	0,002985
Poids par mètre (densité 7,7)	$23^{kg},14$
— d'une éclisse	18 ,05
— de la paire d'éclisses	36 ,10
Moment d'inertie, sens vertical	0,000002122
n distance des fibres extrêmes supérieures	$0^m,058$
n' — — inférieures	0 ,036
$\frac{I}{n}$ fibres supérieures	0,000036571
$\frac{I}{n'}$ fibres inférieures	0,000059396

Je rappellerai les principaux éléments des plus puissants assemblages de rails du type vignole.

	Lyon, rail, 47^{kg}.	Nord, rail, 48^{kg}.	Est, rail, 44^{kg}.
Poids de la paire d'éclisses	$37^{kg},06$	$25^{kg},50$	$36^{kg},10$
Moment d'inertie, la paire	0,000004314	0,000003775	0,000004244
$\frac{I}{n}$ fibres supérieures	0,000074114	0,000068623	0,000073142
$\frac{I}{n'}$ fibres inférieures	0,000117180	0,000091764	0,000118792

La voie de l'Est de 44 kilogrammes est assemblée aussi solidement que celle de Lyon de 47 kilogrammes.

On peut juger des progrès réalisés aux trois modèles d'éclissage successivement adoptés à l'Est par le calcul des fatigues du métal établies suivant les formules de M. Couche.

1° Travail de l'éclisse à la flexion :

$$R = \frac{1}{2} \times \frac{1}{6} \times PL \times \frac{n}{I}.$$

L, distance d'axe en axe des traverses = $0^m,60$ à la voie de 30 kilogrammes, elle a été portée à $0^m,65$ dans la voie de 44 kilogrammes.

		Ancienne voie en fer de 35 kilogr.	Voie en acier de 30 kilogr.	Voie en acier de 44 kilogr.
R = éclisse intérieure	fibres supér^res. .	$30^{kg},9$	$23^{kg},8$	$11^{kg},1$
	— infér^res . .	30 ,9	23 ,8	7 ,3
éclisse extérieure	— supér^res. .	30 ,9	15 ,0	11 ,1
	— infér^res . .	30 ,9	8 ,9	7 ,3

La fatigue du métal à l'assemblage ne dépasse pas celle du type de Lyon le plus fort; elle est, dans les nouveaux modèles, à peine le tiers de celle des anciens; les progrès réalisés paraissent suffisants pour donner toute sécurité dans l'avenir.

2° Travail de l'éclisse à la compression résultant des *efforts du* contact :

$$R = \frac{3}{2} \times \frac{PL}{el^2 \sin \alpha}.$$

	Voie en fer de 35 kilogr.	Voie en acier de 30 kilogr.	Voie en acier de 44 kilogr.
R éclisse droite intérieure. . . .	$6^{kg},30$	»	»
— — extérieure. . . .	6 ,30	»	»
— — intérieure. . . .	»	$5^{kg},90$	»
— cornière extérieure. . . .	»	2 ,25	»
— — intérieure. . . .	»	»	$1^{kg},53$
— — extérieure. . . .	»	»	1 ,53

3° Travail des boulons à la traction :

$$R = \frac{1}{5} \times \frac{3}{4} \times \frac{PL}{l} \left(\frac{1}{\operatorname{tang} \alpha} - f \right).$$

Les diamètres et sections de boulons sont :

Diamètre.	$0^m,020$	$0^m,023$	$0^m,027$
Section.	$0^{mm^2},314$	$0^{mm^2},415$	$0^{mm^2},572$

d'où

R = ...	$11^{kg},25$	$7^{kg},7$	$4^{kg},9$

La fatigue du métal a été réduite à presque le tiers de ce qu'elle était primitivement.

Cahier des charges de fabrication. — La compagnie de l'Est impose à ses fournisseurs d'éclisses et boulons des cahiers des charges où sont spécifiées des épreuves de réception; comme au Nord, on se contente d'essais devant assurer la qualité régulière du métal sans faire travailler l'assemblage dans les essais à la presse et au choc comme sur la voie.

Sur les barres d'éclisses laminées, on prélève des éprouvettes pour essais à la traction; avec barrettes de $0^m,20$ de long, le métal doit présenter une résistance de 42 kilogrammes par millimètre carré et un allongement de 20 p. 100; le métal doux obtenu par tous les procédés de fabrication d'acier supporte aisément cette épreuve. Avec l'acier, métal homogène, les anciennes épreuves faites pour assurer la soudure du fer ont été supprimées.

Pour les boulons, les essais de qualité sont les suivants :

On prend dans les bouts de barres destinées à la fabrication des boulons des pièces de $0^m,20$ de long que l'on enfonce verticalement dans un bloc de chêne jusqu'à moitié de leur longueür; on les frappe latéralement à leur partie supérieure de manière à leur faire faire un angle de 45 degrés avec la verticale; les pièces retirées du trou ne doivent présenter aucune altération.

On fait sur les barres des éprouvettes de traction de $0^m,20$ de long; le fer doit supporter une charge minima de 35 kilogrammes avec 12 p. 100 d'allongement.

Dans la troisième épreuve, faite sur des boulons fabriqués, on courbe les pièces à froid sur une enclume jusqu'à rupture pour s'assurer que le métal n'est pas cassant et qu'il présente une texture convenable.

VOIES A DOUBLE CHAMPIGNON.

Compagnie d'Orléans. — Éclisses en fer.

A ma note sur la nécessité de l'emploi des voies lourdes et rigides pour les lignes à trains rapides, j'indiquais que les compagnies utilisant le rail à double champignon pouvaient s'inspirer des installations de la voie anglaise, dont la douceur de roulement est remarquable malgré la vitesse extrême des trains qui s'élève à 80 et 85 kilomètres par heure.

La compagnie d'Orléans faisait alors des études en ce sens ; ces études ont abouti à l'adoption en principe du modèle anglais bullheaded avec éclissage analogue à celui des voies anglaises, tout à fait différent de son ancien assemblage défectueux.

Le rail peut être adapté soit aux anciens coussinets, soit à de nouveaux coussinets, très lourds suivant l'usage anglais.

Des dispositions ont été prises pour faire au plus tôt un essai de quelques centaines de tonnes de cette nouvelle voie, et il est permis d'espérer que, d'après leur résultat, cette modification de la voie s'étendra à toutes les lignes recevant des trains rapides.

Le rail d'Orléans était surtout défectueux par son éclissage ; une modification à cet égard était devenue nécessaire, et on a profité de cette circonstance pour augmenter notablement son poids en donnant au champignon supérieur une surélévation de $12^{mm},6$ qui peut accroître sa résistance à l'usure.

Le champignon inférieur a été conservé pour permettre l'utilisation des coussinets actuels.

La Pl. p. 406ter donne la coupe des deux profils anciens et nouveaux, et les modifications principales ressortent du tableau suivant :

	Ancien rail DC.	Nouveau rail.	Augmentation.
Hauteur du rail.	$0^m,1324$	$0^m,145$	10 p. 100
— d'usure.	$0^m,012$	$0^m,0265$	120 —
Section du rail.	0,004785	0,005356	12 —
Poids par mètre.	38^{kg}	42^{kg}	12 —
Moment d'inertie, sens vertical.	0,000009294	0,000012216	31 —
$\frac{I}{n}$ fibres supérieures. . .	0,000140	0,000188	34 —
$\frac{I}{n'}$ fibres inférieures. . .	0,000140	0,000153	10 —

La fatigue du métal, qui est inversement proportionnelle à $\frac{1}{n}$, est diminuée de 1/3 au champignon d'en haut et de 1/10 à celui d'en bas.

Sur les voies fatiguées, ce rail renforcé est posé sur quatorze traverses par barre de 11 mètres.

Le poids des coussinets est porté de $9^{kg},700$ à 18 kilogrammes, comme en Angleterre; la base de ces coussinets, qui était de $300 \times 112 = 33.600$ millimètres carrés, est maintenant de $380 \times 160 = 60.800$ millimètres carrés, soit presque le double; la pression du coussinet sur le bois par unité de surface est réduite de moitié, et le coussinet ne tend plus à s'encastrer autant dans la traverse.

Le poids des deux éclisses formant assemblage est de 19 kilogrammes au lieu de $9^{kg},300$.

Le poids de la voie par mètre, avec emploi de barres de 11 mètres de l'ancien profil et quatorze traverses par barre, était de 203 kilogrammes; avec les nouveaux rails et matériel accessoire, il est de :

Acier.	Rails.	$84^{kg},00$	$232^{kg},00$
Fonte.	Coussinets.	45 ,81	
Fer.	Boulons, tire-fond, éclisses.	6 ,73	
Bois.	Traverses	95 ,45	

soit augmenté de 29 kilogrammes ou de 12 à 13 p. 100;

on se rapproche sensiblement des conditions de la voie anglaise, qui donne toute satisfaction.

La *fig.* 26, p. 406ter, donne l'assemblage de la voie actuelle d'Orléans, la *fig.* 27 représente les mêmes détails pour l'éclissage de la nouvelle voie dissymétrique à double champignon.

L'éclissage actuel est défectueux; l'angle du contact avec l'horizontale est de 49°,45′ au lieu de 26°,34′ comme aux voies vignole; la tangente de cet angle est de 1,14 au lieu de $\frac{1}{2}$; les efforts reportés sur les éclisses et boulons sont très grands, et l'éclissage est difficile à conserver; l'assemblage se relâche aisément et la continuité de la file de rails n'est plus assurée.

La fatigue du métal à l'éclisse est de 1/3 plus grande qu'à la voie vignole, et au boulon elle est trois fois plus élevée.

Pour une distance d'axe en axe de 0m,60 aux traverses du contre-joint, la longueur de l'assemblage est de 0m,45 relativement faible. La hauteur moyenne d'éclissage est de 0m,072 et la longueur de contact 0m,013.

L'éclisse extérieure est cannelée pour recevoir la tête aplatie du boulon et l'empêcher de tourner pendant le serrage. L'éclisse intérieure est semblable à la précédente, sauf qu'elle ne présente pas une cannelure longitudinale.

Les deux éclisses sont réunies par quatre boulons de 25 millimètres; les diamètres des trous sont de 27 millimètres dans l'éclisse et 30 millimètres dans le rail; l'épaisseur de l'éclisse est de 0m,021.

Les principaux éléments de l'éclissage sont :

Longueur de l'éclisse.	0m,45
Section	0mq,001 355
Poids par mètre de la barre.	10kg,33
— de la paire d'éclisses	9 ,30

Moment d'inertie dans le sens vertical, une éclisse.		0,000000643
— —	la paire. . .	0,000001286
$\frac{I}{n}$ fibres supérieures ou inférieures. .	une éclisse.	0,000015320
	la paire. . .	0,000030640

Les fatigues du métal sont :

Éclisse : travail à la flexion :

$$R = \frac{n}{I} \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{6} \times PL,$$

$L = 0{,}6, \quad P = 15.000, \quad R = \ldots\ldots\ldots \quad 24^{kg},5$

Éclisse : travail à la compression :

$$R = \frac{3}{2} \times \frac{PL}{el^2 \sin \alpha}, \quad \alpha = 40^{\circ}15, \quad \sin \alpha = 0{,}647,$$

$l = 0{,}45, \quad e = 0{,}013, \quad R = \ldots\ldots\ldots \quad 8\ ,0$

Boulon : travail à la traction :

$$R = \frac{1}{5} \times \frac{3}{4} \times \frac{PL}{l}\left(\frac{1}{\operatorname{tang} \alpha} - f\right),$$

$S = 0^{mq},49, \quad \operatorname{tang} \alpha = 0{,}846 \quad \frac{1}{\operatorname{tang} \alpha} = 1{,}18,$

$R = \ldots\ldots\ldots \quad 30\ ,0$

Le travail du boulon est extrême et dépasse la limite d'élasticité; il est vrai que, dans tous les calculs, il est admis qu'un seul boulon doit résister à tous les efforts horizontaux, tandis que les quatre boulons viennent, dans une certaine mesure, se prêter une mutuelle assistance; le serrage est souvent inégal, et ce concours mutuel ne doit être compté que comme complément de sécurité.

Au nouvel éclissage adopté en principe à Orléans, l'angle de contact a une inclinaison de $\frac{1}{2}$ comme dans les voies anglaises dissymétriques du même type, comme dans les voies vignole de Lyon, Nord et l'Est.

La longueur de l'éclisse est conservée à $0^m,45$; sa section, et par suite son moment d'inertie, sont notablement augmentés. L'éclisse se recourbe au-dessous du champignon inférieur, de façon à embrasser presque

complètement le rail, comme l'indique la *fig.* 27, p. 406[ter].

L'éclisse intérieure de la voie est cannelée pour recevoir la tête aplatie du boulon pendant le serrage, qui se fait à l'extérieur de la voie.

L'épaisseur du métal au corps de l'éclisse est de $0^m,022$ et de $0^m,018$ dans la partie inférieure recourbée.

Les éclisses restent en fer comme par le passé ; quatre boulons les réunissent avec 25 millimètres de diamètre ; les trous dans les éclisses et le rail ont 30 millimètres.

La hauteur d'éclissage est de $0^m,074$, et la longueur de contact de $0^m,015$ au lieu de $0^m,013$.

La puissance de l'assemblage est renforcée à tous points de vue et les principaux éléments sont approximativement les suivants :

Longueur de l'éclisse		$0^m,45$
Section		0,002776
Poids par mètre de la barre		$21^{kg},10$
—	de la paire d'éclisses	$19^{kg},00$
Moment d'inertie, une éclisse		0,000003182
—	la paire d'éclisses	0,000006364
$\frac{I}{n}$ fibres supér[res]	une éclisse	0,000058046
	la paire d'éclisses	0,000116093
$\frac{I}{n'}$ fibres infér[res]	une éclisse	0,000045607
	la paire d'éclisses	0,000091215

Les fatigues du métal sont :

Éclisse : travail à la flexion :

$$R = \frac{n}{I} \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{6} \times PL, \quad L = 0,6, \quad P = 15.000,$$

R fibres supérieures	$6^{kg},5$
— inférieures	8 ,0

Éclisse : travail à la compression :

$$R = \frac{3}{2} \times \frac{PL}{el^2 \sin \alpha}, \quad \alpha = 26°34, \quad \sin \alpha = 0,895, \quad l = 0,45 \quad e = 0,015,$$

R = ... 5 ,0

Boulon : travail à la traction :

$$R = \frac{1}{5} \times \frac{3}{4} \times \frac{PL}{l} \times \left(\frac{1}{\operatorname{tang}\alpha} - f\right),$$

$$\operatorname{tang}\alpha = 2, \quad \frac{1}{\operatorname{tang}\alpha} - f = 0{,}3, \quad S = 490,$$

R = ... 9 ,0

Les fatigues de l'ancien éclissage étaient :

Éclisse :	à la flexion.	24^{kg},5
—	à la compression	8 ,0
Boulon :	à la traction.	30 ,0

Dans le nouvel assemblage, la fatigue du métal est réduite à la moitié et au tiers de ce qu'elle était avant.

Cahier des charges de fabrication. — La compagnie d'Orléans fait, comme celle de Lyon, sur les éclisses, des épreuves faisant travailler le métal dans des conditions se rapprochant autant que possible de celles de l'emploi réel.

Deux barres destinées à la fabrication des éclisses, reposant sur deux points d'appui espacés de 1^{m},10, doivent supporter pendant cinq minutes au milieu de l'intervalle des points d'appui et sans conserver de flèche sensible après l'épreuve une charge produisant sur la section la plus fatiguée une tension maxima de 20 kilogrammes par millimètre carré.

Les mêmes barres, dans la même position, supporteront pendant cinq minutes une charge produisant à la section la plus fatiguée une tension maxima de 50 kilogrammes par millimètre carré.

On augmente la pression jusqu'à rupture. Chacune des moitiés des barres cassées, assemblées deux à deux, placées de champ sur deux supports espacés de 1^{m},10, doit supporter sans se rompre le choc d'un mouton de 300 kilogrammes tombant de 1 mètre. Des essais sont faits pour assurer la bonne soudure du fer.

Pour les boulons, on enfonce une broche préparée pour faire un boulon dans un morceau de chêne, et on la frappe latéralement dans la partie supérieure de manière à lui faire prendre un angle de 45 degrés avec la verticale; la pièce est ensuite retirée et redressée à froid.

Compagnie de l'Ouest. — Éclisses en acier.

La compagnie de l'Ouest utilise surtout la voie à double champignon sur ses lignes fatiguées, réservant le vignole de 30 kilogrammes pour ses lignes secondaires.

L'éclissage des voies à double champignon, tout en étant moins défectueux que celui d'Orléans (ancien modèle), ne paraît pas suffisant.

L'inclinaison du contact ou la tangente de son angle avec l'horizontale est de $\frac{9}{10}$ au lieu de 1,14 à Orléans et $\frac{1}{2}$ aux voies bien éclissées; cette dernière inclinaison a été adoptée à la nouvelle voie lourde de 44 kilogrammes.

La *fig.* 28, p. 406[ter], donne le profil du rail actuel DC, symétrique de 38[kg],75 avec son assemblage.

La *fig.* 29, p. 406[ter], le profil du nouveau rail à double champignon, dissymétrique de 44 kilogrammes admis pour les lignes à trains rapides, ainsi que la section du nouvel éclissage.

Trois modèles d'éclisses sont adoptés à l'Ouest dans les lignes à DC, le modèle ordinaire droit de la *fig.* 28, le modèle à patin renforcé de la même planche, et le modèle lourd à patin de la *fig.* 29.

Les éclisses sont depuis longtemps fabriquées en acier.

Chaque assemblage pour rails à DC comprend une éclisse ordinaire extérieure ayant $0^m,45$ de long et une éclisse intérieure à patin renforcé de $0^m,46$; l'éclisse intérieure est plus longue.

Chaque assemblage pour voie vignole se compose

d'une éclisse de 0m,45 de long et d'une éclisse cornière de 0m,75, non figurée aux *fig.* 28 et 29 et plus ou moins analogue au modèle de l'Est; l'assemblage est dissymétrique comme à l'Est; cette disposition est à peu près abandonnée dans la nouvelle voie lourde de 44 kilogrammes, les éclisses y sont symétriques, mais l'éclisse extérieure a 0m,45 de long tandis que l'éclisse intérieure en a 0m46, comme à la voie de 38kg,75; la paire d'éclisses pèse 17 kilogrammes au lieu de 12kg,300, poids de l'ancien assemblage.

Les éclisses sont percées de quatre trous; le patin de la grande éclisse au type vignole reçoit à chaque extrémité deux tirefonds pour le fixer à la traverse du contre-joint.

Pour les rails à DC, on emploie des boulons de 25 millimètres avec tête ronde, double ergot, écrous à six pans et rondelles pesant 0kg,695 aux voies fatiguées; sur les lignes secondaires, les boulons ont 20 millimètres avec mêmes conditions.

Sur les lignes vignole, les boulons ont 22 millimètres avec tête ronde, écrous à six pans et rondelle, double ergot. Les boulons sont en fer.

Les principaux éléments de l'assemblage sont :

	Éclisse ordinaire.	Éclise renforcée à patin.	Éclise lourde à patin.
Longueur de l'éclisse:			
Voie de 38kg, extérre.	0m,45	intérre 0m,46	»
— 44 —	»	0 ,46	intérre 0,m46
Poids par mètre. . . .	12kg,40	14kg,60	18kg,75
Section.	0,001 589	0,001 872	0,002 404
Moment d'inertie, une éclisse.	0,000 000 595	0,000 003 499	0,000 003 626
$\frac{I}{n}$ une éclisse	0,000 014 880	0,000 049 268	0,000 051 130
Longueur de contact.	0m,0125	0m,0125	0m,015

Éclissage de la voie de $38^{kg},75$, *D C.*

(Une éclisse ordinaire extérieure, une éclisse à patin renforcée intérieure.)

Longueur des éclisses extérieure	$0^m,45$
— intérieure	0 ,46
Poids d'une paire d'éclisses	$12^{kg},30$
Moment d'inertie de la paire d'éclisses	0,000004094
$\frac{I}{n}$ la paire d'éclisses	0,000064048

Éclissage de la voie de 44 kilogr., D C.

Longueur des éclisses extérieure	$0^m,45$
— intérieure	0 ,46
Poids d'une paire d'éclisses	17^{kg}
Moment d'inertie de la paire d'éclisses	0,00000725
$\frac{I}{n}$ la paire d'éclisses	0,000102260

Éclissage de la voie Vignole de 30 kilogr.

Longueur des éclisses extérieure ordinaire.	$0^m,45$
— intérieure cornière	0 ,75
Poids d'une paire d'éclisses	$17^{kg},55$
Moment d'inertie d'une éclisse Vignole cornière. .	0,000001719
$\frac{I}{n}$ une éclisse Vignole cornière.	0,000028976
Moment d'inertie de la paire d'éclisses	0.000002314
$\frac{I}{n}$ la paire d'éclisses.	0,000043856

D'après ces indications, les fatigues du métal aux trois éclissages sont :

	Voie D C. $28^{kg}.75$.	Voie D C. 44 kilogr.	Voie Vignole. 30 kilogr.
Éclisses : travail à la flexion :			
$R = \frac{n}{I} \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{6} \times PL$.	$11^{kg},7$	$7^{kg}3$	$17^{kg},0$
Éclisses : travail à la compression :			
$R = \frac{3}{2} \times \frac{PL}{el^2 \sin \alpha}$,			
Éclisse extérieure.	8 ,3	7 ,0	8 ,3
— intérieure.	7 ,5	6 ,4	3 ,0

Boulons : travail à la traction :

$$R = \frac{1}{5} \times \frac{3}{4} \times \frac{PL}{l}\left(\frac{1}{\text{tang}\,\alpha} - f\right) = 9\ ,0 \quad 9\ 0, \quad 8\ ,8$$

Cahier des charges. — Les éclisses en acier supportent dans les usines des épreuves analogues à celles de Paris-Lyon.

Éclisses ordinaires. — Deux barres assemblées, reposant sur deux points d'appui de $1^m,10$, doivent supporter cinq minutes, sans conserver de flèche sensible, une charge de 2.200 kilogrammes produisant à la section la plus fatiguée un effort maxima de 20 kilogrammes par millimètre carré.

Les mêmes barres, dans la même position, subiront cinq minntes une charge de 5.500 kilogrammes avec tension de 50 kilogrammes par millimètre carré à la section la plus fatiguée sans se rompre. On augmente jusqu'à rupture.

Chacune des moitiés de barres cassées, assemblées, placées de champ sur des supports espacés de $1^m,10$, doit supporter sans se rompre le choc d'un mouton de 300 kilogrammes tombant de 1 mètre.

Éclisses renforcées. — Les barres sont soumises aux mêmes épreuves avec les charges suivantes :

Essai à la presse, limite d'élasticité.	7.000 kilog.	au lieu de	2.200 kilog.
— — — de rupture.	17.500 —	—	5.500 —
— au choc, chute —	2 mètr.	—	1 mètr.

Éclisses cornières vignole. — Des épreuves analogues sont demandées, de façon à constater un minimum de fatigue de 20 kilogrammes par millimètre carré à la limite d'élasticité et 50 kilogrammes à la limite de rupture.

Boulons. — Dans les barres destinées à la fabrication des boulons, on prélève des bouts de $0^m,22$, on les enfonce verticalement dans un bloc de chêne jusqu'à moitié de leur longueur; on les frappe latéralement dans

leur partie supérieure de manière à leur faire prendre un angle de 45 degrés avec la verticale.

Les boulons fabriqués sont courbés à froid sur une enclume, à 45 degrés, et redressés à froid; il ne doivent présenter ni criques ni d'autres détériorations.

On essaie les écrous après taraudage en enfonçant dans le trou un poinçon conique ayant un diamètre légèrement supérieur à celui de la pièce essayée.

Compagnie du Midi.

La compagnie du Midi est une des premières qui a cherché une augmentation de rigidité de sa voie par l'emploi de barres de grandes longueurs de 11 mètres; dans la substitution de l'acier au fer, elle n'a pas cherché à profiter de la plus grande résistance de l'acier pour diminuer le poids de son profil et, depuis déjà un certain nombre d'années, sa voie est relativement lourde; sur les lignes parcourues par les trains rapides, le nombre des traverses a été porté de 6 à 7 par longueur de barres de $5^m,50$ (*).

La compagnie du Midi vient de transformer en ce sens toutes ses voies principales, et la voie ainsi renouvelée paraît suffire aux exigences de son trafic.

La *fig.* 30, p. 406[ter], donne le détail de l'assemblage des rails de 11 mètres. Il comprend deux éclisses dont l'une, extérieure, recevant une tête aplatie pour empêcher le mouvement du boulon pendant le serrage, est cannelée et a $0^m,45$ de long.

L'éclisse intérieure unie, qui reçoit l'écrou par l'intermédiaire d'une rondelle Grover, est plus longue et a $0^m,54$; la section en est peu différente.

Les deux éclisses sont en acier, droites, dépourvues

(*) Les chemins de fer de l'État adoptaient cette mesure vers la même époque.

de patin ou appendices recourbés sous le rail suivant l'usage anglais.

La pente de l'éclissage est de $\frac{6}{11}$, soit très légèrement différente de celle de $\frac{1}{2}$ admise maintenant à toutes les autres compagnies du réseau français.

Les principaux éléments de l'éclissage sont :

	Éclisse extérieure cannelée.	Éclisse intérieure unie.
Longueur de l'éclisse	0^{m},45	0^{m},55
Section pleine	0^{mq},001215	0^{mq},001262
— percée	0 ,000957	0 ,000939
Poids par mètre	0^{kg},48	9^{kg},84
— d'une éclisse	4 ,20	5 ,00
— des quatre boulons avec écrous.	1^{kg},70	
— — rondelles	0 ,07	
Moment d'inertie, I section pleine.	0,000000597	0,000000595
— — percée.	0,000000587	0,000000583
$\frac{I}{n}$ section pleine.	0,000015497	0,000015468
$\frac{I}{n}$ — percée.	0,000015239	0,000015457
Moment d'inertie de la paire d'éclisses section pleine.	0,000001192	
Moment d'inertie de la paire d'éclisses — percée.	0,000001170	
$\frac{I}{n}$ section pleine.	0,000030965	
$\frac{I}{n}$ — percée.	0,000030696	

La longueur de contact $e = 0^{m},010$.

Le diamètre des boulons est de 20 millimètres avec section de 314 millimètres carrés.

Le calcul des fatigues du métal donne les résultats suivants :

Éclisse : travail à la flexion :

$$R = \frac{n}{I} \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{6} \times PL \ldots\ldots = 24^{kg},0$$

Éclisse : travail à la compression :

$$R = \frac{3}{2} \times \frac{PL}{el^2 \sin \alpha} \ldots\ldots = 7\ ,6$$

Boulons : travail à la traction :

$$R = \frac{1}{5} \times \frac{3}{4} \times \frac{PL}{l}\left(\frac{1}{\operatorname{tang} \alpha} - f\right) \ldots\ldots \ldots = 15,0$$

Des épreuves sont demandées au fabricant pour assurer la qualité de l'assemblage.

Éclisses. — Deux bouts de rails de $1^m,37$ sont assemblés dans les conditions de pose de la voie au moyen de deux éclisses et de boulons de manière à former une poutre rigide ; cette poutre, placée de champ sur les deux points d'appui espacés de $1^m,10$, doit supporter cinq minutes, sans conserver de flèche sensible, une charge de 3.200 kilogrammes appliquée au milieu de l'intervalle des points d'appui.

Les mêmes éclisses, placées dans les mêmes conditions, doivent subir cinq minutes, sans se rompre, une charge de 7.500 kilogrammes ; on augmente la pression jusqu'à rupture.

Une poutre, formée de deux rails éclissés comme il est dit ci-dessus, placée de champ sur deux supports espacés de $1^m,10$, doit supporter sans rupture le choc d'un mouton de 300 kilogrammes tombant d'une hauteur de $1^m,75$.

On lamine sous forme de ressorts des bouts d'éclisses non percés et on leur donne la façon et la trempe usitée pour cette fabrication, et ces lames reçoivent les épreuves d'usage.

Dans les chutes de barres, un morceau d'acier est prélevé, forgé à la main et transformé en burin ou outil de tour, machine à mortaiser, à percer ou raboter ; chacun de ces outils, convenablement trempé, doit travailler la fonte grise sans s'égrener, se casser ni se refouler.

Des essais à la traction pour limites à la rupture, à l'élasticité et allongements sont faits à titre d'indication.

Ces essais, très complexes, donnent un métal moyen plutôt dur que doux, se rapprochant sensiblement de celui de Paris-Lyon.

Boulons. — Les boulons sont en fer; les barres pour boulons sont introduites dans un trou pratiqué dans un bloc de fonte d'un diamètre de 1 millimètre supérieur à celui des boulons; on les frappe latéralement à leur partie supérieure de manière à leur faire prendre un angle de 45 degrés; on les retire et on les dresse à froid; le fer doit supporter ces deux opérations sans se rompre ni se fendre.

Les boulons doivent résister sans allongement permanent à un effort de 16 kilogrammes par millimètre carré, mesuré sur le diamètre intérieur des filets et ne doivent se rompre que sous un effort de 35 kilogrammes.

Ces deux épreuves sont de nature à assurer une bonne qualité courante du métal destiné à la fabrication des boulons.

Au Midi, l'assemblage est supérieur à celui d'Orléans et de l'Ouest adopté aux voies actuelles; il est sensiblement inférieur au nouvel éclissage renforcé que ces deux compagnies ont adopté en principe sur leurs lignes recevant les trains rapides.

Le Midi est d'autre part moins surchargé comme trafic que ces derniers.

ÉCLISSAGE A L'ÉTRANGER

Je dirai peu de chose de l'assemblage par éclisses des rails à l'étranger; les détails en varient suivant chaque compagnie, on constate partout comme en France une tendance à renforcer l'assemblage.

Les éclisses courtes, droites avec hauteur restreinte, tendent à être abandonnées. En Allemagne, en Autriche, en Belgique, partout où le vignole domine, on adopte l'assemblage par éclisses cornières entourant le patin du rail sur toute sa base, suivant l'usage adopté maintenant à Lyon, au Nord et à l'Est; les éclisses sont allongées

pour adoucir l'importance par unité de surface des pressions développées au contact de l'assemblage.

Il en est de même en Amérique, suivant l'un des derniers bulletins de la *Revue des Chemins de fer*, qui donne les profils de rails récemment en usage, dont les poids varient de 40 à 44 kilogrammes.

Dans les voies anglaises à double champignon dissymétriques, l'assemblage est très puissant; les éclisses ont un moment d'inertie très élevé; la compagnie d'Orléans leur a emprunté un dispositif où la base des éclisses en dessous du contact se recourbe sous le rail en faisant un anneau presque complet (*).

Partout où la nécessité d'un fort éclissage très renforcé a été reconnue et des mesures ont été prises en conséquence.

CONCLUSIONS

Le joint qui interrompt la continuité de la file de rails est un point faible; dans les voies actuelles l'assemblage par éclissage ne rétablit cette continuité que d'une façon incomplète; la fatigue du métal dans le rail et l'éclissage au joint dépasse notablement celle du rail à ses parties médianes.

Pour donner aux voies une rigidité suffisante en rapport avec les augmentations de vitesse imposées par les nécessités commerciales, toutes les compagnies du réseau français ont admis en principe l'utilité d'améliorer l'assiette de la ligne par l'augmentation de la longueur des barres de rails, qui a été doublée par l'accroissement du profil; dans les voies légères vignole, cet accroissement a été près de moitié; dans celles à double cham-

(*) Ce dispositif n'est, du reste, que la répétition d'un ancien modèle dont les essais n'avaient pas été poursuivis.

pignon, déjà relativement lourdes, il a été de 12 à 15 p. 100.

Le nombre des traverses ou points d'appuis par unité de longueur de barres a été élevé de 1/6 environ.

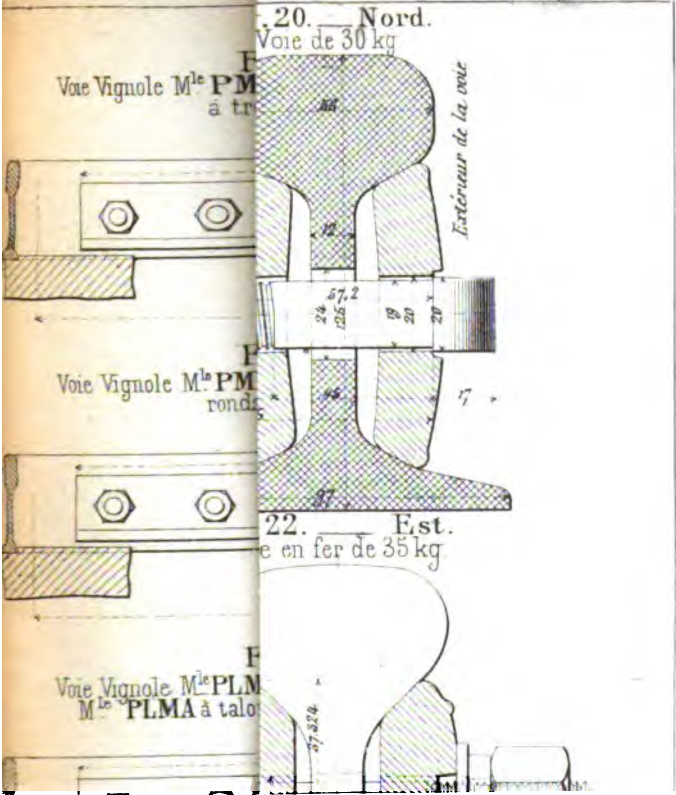
Dans le même ordre d'idées, la puissance de l'assemblage a été renforcé; la longueur de l'éclissage a été parfois presque doublée, le poids et les moments d'inertie des éclisses ont été accrus dans presque la même proportion, de façon à réaliser, à l'assemblage aux éclisses et au rail, une fatigue de même ordre que celle constatée aux parties centrales du rail.

A cet égard, on peut dire que les mesures adoptées en principe en ces derniers temps par toutes les compagnies du réseau français ont résolu convenablement la solution de la rigidité de la voie indispensable à la marche des trains rapides et ont donné toute sécurité pour l'avenir. Ces mesures nécessitent des dépenses importantes, qui ne pourront être faites qu'à mesure des ressources mises à la disposition des compagnies par les résultats de leur inventaire; elles exigeront naturellement un certain temps, qui sera toujours limité par la nécessité où se trouvent ces compagnies de donner satisfaction aussi promptement que possible aux besoins commerciaux qu'elles ont à servir.

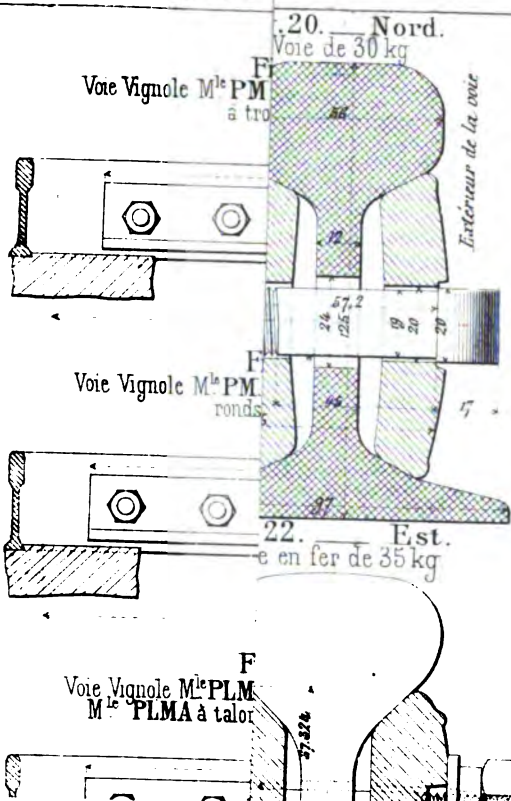
Paris, le 23 août 1889.

TABLE DES MATIÈRES.

RENFORCEMENT






.20. Nord.
Voie de 30 kg
Fi
Voie Vignole Mle PM
à tro
Extérieur de la voie
F
Voie Vignole Mle PM
ronds
22. Est.
e en fer de 35 kg
F
Voie Vignole Mle PLM
Mle PLMA à talon

N° 46

NOTICE

SUR

L'ENTRETIEN DES CHAUSSÉES D'EMPIERREMENT

PAR LA

MÉTHODE DES RECHARGEMENTS GÉNÉRAUX CYLINDRÉS

Par M. Léon DURAND-CLAYE,
Ingénieur en chef des ponts et chaussées.

EXPOSÉ.

L'idée d'opérer le tassement et la consolidation des matériaux d'une chaussée empierrée au moyen d'un lourd cylindre roulant à la surface paraît avoir été émise pour la première fois par de Cessart, en 1786 (*). Mais elle n'a reçu d'applications que vers 1835, époque où le cylindrage a été employé à titre d'essai par Polonceau, Morandière et quelques autres ingénieurs. Les résultats heureux de ces essais ont promptement fait apprécier les avantages du procédé, et le cylindrage des chaussées est devenu bientôt partie intégrante de la construction des routes.

Mais ce n'est que plus tard qu'on s'est avisé d'appliquer la même méthode à l'entretien. On est arrivé d'a-

(*) *Annales*, 1844, 1er semestre, p 134.

bord à cylindrer les rechargements exécutés à titre de grosses réparations, que l'on considérait comme ayant pour but de remplacer une chaussée détruite par une chaussée neuve, et que l'on exécutait comme les chaussées neuves. M. Graëff, dans un mémoire publié aux *Annales* (1851, 2e semestre, p. 202), a le premier démontré la possibilité et les avantages d'appliquer le cylindrage à l'entretien ordinaire, au moins sur les routes à forte circulation.

L'administration centrale a signalé, pour la première fois, dans la circulaire du 21 janvier 1856 « l'application qui a été faite avec succès à l'entretien des chaussées d'empierrement, dans un certain nombre de départements, du système d'aménagement avec l'emploi du rouleau compresseur ». Dès cette époque, l'arrondissement de Saint-Étienne était régulièrement entretenu par cette méthode, qui était d'ailleurs essayée autre part, et entrait en pleine vigueur à partir de 1862 dans Seine-et-Marne.

Les progrès cependant en furent lents d'abord, et les ingénieurs hésitaient devant une transformation dont la valeur ne paraissait pas à tous aussi évidente. En 1878, il n'y avait encore, pour l'ensemble de la France que 18 p. 100 du volume des matériaux d'entretien, sans parler des grosses réparations, qui fussent employés en rechargements cylindrés. Il y avait 39 départements où l'on ne faisait aucun rechargement, et 14 où l'on n'en faisait que sur une échelle insignifiante et pour des cas exceptionnels.

C'est alors que l'administration, sur l'avis de la Commission des routes nationales récemment instituée, a cru devoir, par une circulaire en date du 29 juillet 1878, insister sur cette question et recommander aux ingénieurs de « réduire autant que possible les réparations par pièces isolées au strict entretien des parties les plus

solides, afin de réunir successivement sur les portions les plus faibles assez de matériaux pour les consolider par des rechargements cylindrés ».

Une autre circulaire, en date du 22 avril 1885, a demandé des renseignements sur les résultats de l'application de la circulaire précédente, et sur les motifs qui avaient pu empêcher certains départements d'entrer plus largement dans cette voie.

Enfin, une dernière circulaire du 10 avril 1889 a prescrit aux inspecteurs généraux de procéder à une enquête générale sur l'application de la méthode des rechargements cylindrés à l'entretien des chaussées des routes nationales.

Situation actuelle. — Les instances de l'administration ne sont pas restées sans effet. Si l'on se reporte à l'état de décomposition de 1889, on constate un progrès sensible. Le volume des matériaux employés sous forme de rechargements généraux a été de 39 p. 100 du volume des matériaux approvisionnés pour l'entretien, et de 47 p. 100 si l'on y ajoute les fournitures faites pour les grosses réparations. On ne trouve plus que 14 départements où l'entretien se fait exclusivement par pièces isolées, et 12 autres où les rechargements généraux cylindrés n'utilisent pas 1/10e des approvisionnements. Ces nombres descendent respectivement à 9 et à 6, si l'on tient compte des rechargements effectués sur les crédits de grosses réparations.

La proportion s'élèvera sans doute davantage lorsque tous les ingénieurs auront reconnu la supériorité de la nouvelle méthode d'entretien, et qu'on aura fait tomber les objections qui lui sont encore opposées.

Mais avant d'aborder cette discussion il convient d'exposer la marche suivie dans les opérations que comporte cette méthode.

MARCHE DES OPÉRATIONS.

Approvisionnement. — Avant de procéder au rechargement, on approvisionne d'avance les matériaux nécessaires. Ces matériaux se composent de cailloux ou de pierre cassée et de matières d'agrégation.

La pierre doit être choisie dans les meilleures carrières dont on dispose. Quelques ingénieurs ont pu croire qu'il y avait, sur les chaussées à faible circulation, certain avantage à employer des matériaux qui s'usent vite, afin de diminuer la période d'aménagement. Mais il ne peut y avoir aucun intérêt à cela. On verra plus loin que le point principal est d'avoir des chaussées solides, qui se détériorent lentement. Les matériaux tendres donnent plus de boue et de poussière : ils constituent des chaussées moins bonnes, qu'on ne peut maintenir que par des nettoyages fréquemment renouvelés et coûteux.

Les matériaux sont généralement approvisionnés sur les accotements sous forme de cordons continus. La section de ces cordons a pour mesure le volume de pierres que l'on doit répandre par mètre courant.

Ici se pose la question de savoir quel doit être ce volume. Sur les chaussées à forte circulation, où le rechargement se renouvelle tous les deux ou trois ans, on calcule le volume en conséquence. Sur les routes peu fréquentées, où il est préférable que les rechargements successifs en un même point ne soient pas trop espacés, on restreint le volume au minimum. La couche des matériaux que l'on incorpore ne dépasse pas $0^{m},05$ à $0^{m},06$ avant cylindrage. Les bords des chaussées étant généralement peu usés, tandis que l'épaisseur sur l'axe a diminué beaucoup plus, la couche est plus épaisse vers le milieu, où elle peut atteindre $0^{m},10$ à $0^{m},12$, tandis qu'elle se réduit presque à rien sur les bords, de façon à rétablir le

bombement normal, et même à l'exagérer un peu. On paraît d'accord pour porter à 1/40 le bombement des rechargements.

Quant à leur largeur, il n'est pas nécessaire qu'elle soit égale à celle de la chaussée : comme les bords s'usent peu, ils n'ont besoin d'être renforcés qu'à de rares intervalles. La plupart des rechargements d'entretien ne doivent donc s'étendre que sur une zone moins large que la chaussée. On estime généralement qu'on peut se dispenser de recharger $0^m,50$ environ de chaque côté, ce qui réduit d'un mètre la largeur des rechargements. Ils n'ont alors que 4 à 5 mètres pour des chaussées de 5 à 6 mètres. Le volume de pierres à approvisionner n'est dans ces conditions que de 200 à 300 mètres cubes par kilomètre.

Toutefois, lorsque la chaussée est bordée de caniveaux pavés, on peut être obligé de la recharger chaque fois sur toute sa largeur.

Quant à la matière d'agrégation, on la demande le plus souvent aux détritus provenant du nettoyage de la chaussée ou des fossés, que l'on a soin de mettre en réserve pour cet objet dans l'entretien courant. A défaut de ces détritus, ou s'ils sont de mauvaise qualité, on va chercher dans les carrières voisines du sable ou quelquefois de la marne, suivant la nature propre des pierres qu'il s'agit de lier entre elles.

Le volume de la matière d'agrégation doit être calculé suivant le volume de la pierre, dans la proportion qui convient pour obtenir une chaussée bien liée et bien solide. On ne paraît pas d'accord sur cette proportion. Les anciens auteurs la fixaient à 30 p. 100. C'est évidemment beaucoup trop. Lorsqu'on exagère la matière d'agrégation, elle ne peut pénétrer dans la chaussée qu'en écartant les pierres les unes des autres, et compromettant sa solidité. Il y a donc intérêt à n'en mettre que

ce qui est nécessaire pour garnir les vides, et encore seulement sur une certaine épaisseur à partir de la surface, les vides du fond se garnissant à la longue par suite de l'usure des matériaux et n'ayant pas d'inconvénients immédiats. On réduit le plus souvent le volume de la matière d'agrégation à 1/10e ou au plus à 1/8e du volume des matériaux.

Au surplus, cette proportion doit être réglée en raison plutôt de la surface des rechargements que de leur volume, la question étant de savoir sur quelle épaisseur il convient d'avoir une chaussée compacte et sans vides. Le vide étant environ de 1/4 après cylindrage, une couche de $0^m,01$ à $0^m,015$ de matière d'agrégation suffit pour faire prendre complètement la chaussée sur une épaisseur de $0^m,04$ à $0^m,06$.

Si les rechargements sont plus épais, on peut évidemment forcer la proportion de la matière d'agrégation, et la faire pénétrer jusqu'au fond, mais à la condition qu'elle remplisse seulement les vides et ne s'interpose pas entre les matériaux, ce qui peut être difficile à obtenir.

Il est d'ailleurs démontré que les matériaux tendres exigent moins de matière d'agrégation que les matériaux durs. Cela s'explique facilement : les premiers s'épaufrent et s'écrasent plus facilement que les seconds et doivent présenter moins de vides.

Époque. — Les cylindrages peuvent se faire dans toutes les saisons, mais ils sont plus coûteux en été que dans la saison humide, parce qu'ils exigent un arrosage plus énergique précisément au moment où l'eau est plus rare. Ils ne peuvent avoir lieu non plus pendant les gelées. On choisit donc de préférence l'automne et le printemps. Il faut remarquer toutefois que, pendant l'été, les jours étant plus longs, la main-d'œuvre payée à la journée est moins chère, et que l'opération dure moins

longtemps; dans certains climats, on a remarqué que les rechargements exécutés en été semblaient moins exposés à se désagréger par le passage des voitures.

Il y a là des avantages à mettre en regard de la dépense plus élevée de l'arrosage, qui font quelquefois préférer la belle saison. Quand on se sert de rouleaux compresseurs à vapeur, il faut en outre tenir compte de l'amortissement du matériel et du salaire à l'année d'un mécanicien, et il y a grand intérêt à utiliser l'appareil dans toutes les saisons.

Préparation de la chaussée. — La chaussée qu'il s'agit de recharger reçoit une préparation préliminaire, qui a pour objet de permettre de loger les matériaux neufs et d'en assurer la liaison avec la vieille chaussée.

Pour loger les matériaux neufs, comme le rechargement ne doit avoir qu'une épaisseur nulle ou très faible sur les bords, on creuse sur chacune des rives, à droite et à gauche, une petite rigole de 4 à 5 centimètres de profondeur, dont la largeur est d'environ $0^m,50$, pouvant recevoir une couche de pierres cassées à l'anneau de $0^m,06$ qui ne dépasse pas le gabarit de la chaussée avant cylindrage. Souvent on fait un triage des matériaux au moment du répandage, et l'on met en réserve pour les rigoles les pierres les plus petites; les rigoles peuvent alors avoir moins de profondeur.

On a quelquefois profité de ce triage pour être moins exigeant sur le cassage des matériaux et admettre ceux qui passent à l'anneau de $0^m,07$. Les plus grosses pierres trouvent leur place sur l'axe de la chaussée, et l'on obtient une certaine économie sur la fourniture.

Les matériaux provenant des rigoles sont rejetés sur les accotements, où ils sont séparés à la claie en deux lots, pierres entières et détritus. Les pierres sont ajoutées aux approvisionnements de matériaux et les détritus à la matière d'agrégation.

Autrefois, on croyait nécessaire pour assurer la liaison de la couche neuve avec l'ancienne chaussée, de repiquer toute la surface de celle-ci. Il en résultait des frais considérables, et l'on considère aujourd'hui cette coûteuse main-d'œuvre comme inutile, la liaison s'obtenant fort bien sans cela.

Il suffit de mettre les rechargements sur une chaussée suffisamment ramollie pour que les pierres s'y enfoncent un peu sous la charge du cylindre. On profite simplement du ramollissement qui résulte des pluies dans la saison humide, ou bien l'on arrose la chaussée à grande eau avant de commencer le répandage des matériaux ou le cylindrage.

Dans tous les cas, on balaye à vif la vieille chaussée, afin qu'il n'y reste aucune couche de boue ou de poussière, pouvant déterminer un lit entre les deux empierrements.

Répandage des matériaux. — Une fois la chaussée préparée, on procède au répandage des matériaux. Cette opération très simple se fait soit à la pelle, soit à la vannette. Il est nécessaire que les matériaux soient très propres, et on a vu qu'il est bon de les trier en deux catégories, les pierres les plus grosses devant aller au milieu, et les plus fines sur les bords. Ce nettoyage et ce triage peuvent se faire au râteau ; mais ils sont plus soignés quand on se sert de vannettes en fil de fer formant tamis.

Les pierres, une fois répandues, sont régalées, et leur surface est dressée à la cerce. Le régalage demande à être exécuté avec soin et intelligence. Il est très essentiel que les matériaux ne soient pas plus serrés en un point qu'en un autre ; sinon, il se produit pendant le cylindrage des tassements inégaux qui donnent lieu à des flaches, et la chaussée, dépourvue d'homogénéité, aura plus de tendance ensuite à se déformer sous le passage des voitures.

Pour diminuer la gêne locale que le rechargement impose à la circulation, il est bon de ne répandre d'abord les matériaux que sur la moitié de la chaussée, l'autre moitié restant ainsi disponible. Quand on ne prend pas cette précaution, les voitures sont obligées de passer sur le rechargement, où elles ont peine à se traîner tant que le cylindrage n'est pas terminé, et où elles dérangent les matériaux, rendant ainsi le cylindrage plus long et moins efficace.

Quand les sections à recharger sont longues, on les fait en plusieures pièces. La longueur d'une pièce doit être aussi courte que possible, afin de rendre moins sensible l'embarras causé aux voitures, et d'éviter que celles-ci ne passent sur le rechargement avant sa prise complète. D'un autre côté, quand on n'emploie pas la vapeur, le rouleau compresseur perd un temps notable à chaque passe qu'il fait, par suite du retournement de l'attelage. Ce temps perdu est relativement d'autant plus grand que les pièces sont plus courtes. L'économie conduirait donc à adopter d'assez grandes longueurs. On tient compte de ces deux conditions contradictoires en adoptant pour les pièces à recharger une longueur qui varie entre 200 et 500 mètres environ. De plus grandes longueurs ne peuvent convenir qu'à des routes très peu fréquentées.

Quand on se sert d'un rouleau à vapeur, on peut réduire la longueur des pièces à volonté, car alors le temps perdu est insignifiant, le tournage étant obtenu par la manœuvre d'un levier de changement de marche. On opère alors sur 100 mètres seulement ou 80 mètres à la fois, et l'on choisit cette longueur de façon que tout le rechargement puisse être terminé en une journée.

Cylindrage. — Le répandage étant terminé, on procède au cylindrage, en commençant par les bords et ter-

minant par le milieu de la pièce. Il est inutile de décrire cette opération bien connue de tous les ingénieurs. Le rouleau compresseur est généralement muni de caisses, où l'on peut mettre une surcharge suffisante pour doubler la pression. On fait d'abord un certain nombre de tours à vide, jusqu'à ce que les matériaux soient bien serrés et ne soient plus sensibles à la compression. On recommence après avoir ajouté la moitié de la surcharge, enfin l'on achève de serrer les matériaux au refus avec surcharge complète. C'est alors seulement qu'on répand la matière d'agrégation, jetée à la pelle par petites parties. On la force à entrer dans les vides en promenant des balais et en arrosant, et l'on continue à cylindrer; après que toute la matière d'agrégation est employée, et que la surface de la chaussée est glacée, on fait encore quelques tours de rouleau, et l'on s'arrête quand la chaussée est parfaitement solide.

Arrosage. — Un ou plusieurs tonneaux d'arrosage circulent sur le rechargement pendant toute la durée du cylindrage, sauf vers la fin. On a vu qu'il faut de l'eau pour ramollir la vieille chaussée, et qu'il en faut aussi pour faire pénétrer la matière d'agrégation dans les vides. L'eau a en outre pour objet de lubréfier la surface des pierres, et de faciliter, en diminuant le frottement, les mouvements relatifs qu'elles font pour prendre leur position d'équilibre. La quantité d'eau nécessaire est extrêmement variable, surtout suivant les saisons où l'on opère. On paraît d'accord pour admettre que l'arrosage doit être abondant. Il faut d'ailleurs d'autant moins d'eau que le cylindrage est mené plus vivement et qu'il s'écoule moins de temps depuis le répandage jusqu'à la prise complète, par suite d'une moindre évaporation. Sous ce rapport, il y a donc encore avantage à procéder par pièces courtes.

Nombre de passages. — Le nombre de passages du rouleau compresseur sur chaque point de la chaussée est très variable, et l'on ne peut tirer des renseignements fournis aucune règle précise à cet égard. Les uns se contentent de 15 ou 20 passages, les autres vont jusqu'à 75 ou 80 et même plus. Sans doute, il y a exagération dans ces extrêmes, qui résultent de ce qu'on ne fait pas une saine appréciation du moment où chaque phase de l'opération est terminée. Il y a là une estime un peu arbitraire, qu'une longue pratique peut seule rectifier. En tout cas, il vaut mieux pécher par excès que par défaut, car une chaussée insuffisamment liée est exposée à se désagréger par l'usage, reste longtemps mauvaise et donne lieu à des soins consécutifs très coûteux. Mais le nombre normal des passages doit évidemment différer d'un point à un autre par suite des conditions différentes qui se présentent. Les matériaux durs se cylindrent plus difficilement que les matériaux tendres, les petits plus lentement que les gros ; des pierres anguleuses se coincent mieux que des cailloux ronds qui roulent sur place. Une couche épaisse de matériaux exige plus de passages qu'une couche mince. Enfin, un lourd cylindre agit, chaque fois qu'il passe, plus énergiquement qu'un cylindre léger.

Types des rouleaux. — Les rouleaux compresseurs en usage sont de plusieurs types. Leur diamètre varie de $1^m,15$ à $1^m,60$, et la longueur de la génératrice de 1 mètre à $1^m,60$. Le poids à vide descend quelquefois à 1.300 kilogrammes ou s'élève jusqu'à 5.600 kilogrammes ; à charge entière, le poids minimum est de 2.300 kilogrammes et le poids maximum de 11.000 kilogrammes. On n'a pas en général discuté les motifs qui font choisir un type plutôt qu'un autre. Leur effet est cependant très différent. A vide, certains rouleaux pèsent sur l'em-

pierrement avec une charge linéaire de 13 kilogrammes seulement par centimètre de largeur, tandis que les autres pèsent de 53 kilogrammes. A charge entière, les poids linéaires extrêmes sont 23 et 88 kilogrammes. L'action d'un passage ne doit pas du tout être la même dans les deux cas. Il semblerait que la charge dût être proportionnée à la résistance des matériaux, que les calcaires, par exemple, ne dussent pas être soumis, sous peine de s'écraser, aux mêmes pressions que les porphyres. Mais cette considération n'entre pas toujours en ligne de compte, et l'on se préoccupe surtout du surcroît de traction auquel donne lieu l'ascension des rampes, si bien que les appareils très légers sont désignés sous le nom de rouleaux de montagne.

On semble admettre de cette façon que la charge imposée aux matériaux est indifférente, et que la seule mesure des effets de la compression est la tonne kilométrique, c'est-à-dire, le poids du rouleau multiplié par le nombre des passages. Il est à peu près certain qu'il n'en est pas ainsi, et que, par exemple, deux passages d'un rouleau de 3 tonnes agissent autrement qu'un passage d'un rouleau de 6 tonnes. Mais on n'est pas d'accord sur le sens qu'affecte la différence, les uns préférant les rouleaux lourds, les autres recherchant plus de légèreté. Il est probable qu'il n'y a pas de solution générale, et que c'est là une question d'espèces variant dans chaque cas suivant les circonstances, surtout d'après la qualité des matériaux, qui doivent être tassés le mieux possible, sans être écrasés et en subissant pendant l'emploi le moindre déchet compatible avec la solidité à obtenir.

Les rouleaux lourds ont toutefois l'avantage de demander un moins grand nombre de passages et permetten d'opérer plus vite. En outre, ils paraissent plus écono miques et font ressortir la tonne kilométrique à un pri

plus bas, parce qu'ils sont en général de plus grandes dimensions et ont des cylindres de plus grand diamètre. Or, on sait que la résistance au roulement diminue quand le diamètre augmente. Le rapport de l'effort de traction au poids traîné, dans un semblable appareil, varie à peu près comme l'expression $\sqrt[3]{\frac{P}{lD^2}}$ où P est le poids à traîner, l et D la largeur et le diamètre du cylindre. Si l'on compare deux rouleaux exerçant la même action, c'est-à-dire où $\frac{P}{l}$ est le même, les coefficients de résistance à la traction, sont donc dans le rapport inverse des racines cubiques des carrés de leurs diamètres. Par exemple, pour des diamètres de $1^m,60$ et de $1^m,20$, les rapports de l'effort de traction au poids de l'appareil sont entre eux, à peu près comme 5 est à 6. Il ne faudra donc avec le premier que cinq chevaux pour produire le même travail qu'à l'aide de six chevaux avec le second.

Nombre des chevaux. — Le nombre des chevaux qu'on attelle au rouleau est en moyenne de six avec deux conducteurs; mais il varie nécessairement suivant la force des chevaux, suivant le poids de l'appareil, suivant les déclivités de la route. C'est au début que les chevaux ont à faire le plus grand effort, et leur nombre doit être réglé en raison de la résistance qu'ils éprouvent en traînant le rouleau vide sur un empierrement encore vierge. Vers la fin, leur fatigue est moindre, parce que la résistance au roulement diminue à peu près dans le rapport de 3 à 1, alors que la charge est seulement doublée. On peut donc exiger d'eux un coup de collier énergique au commencement, et se rapprocher de la limite extrême des efforts dont ils sont susceptibles. On peut d'ailleurs s'en rapprocher d'autant plus que les pièces sont plus courtes, car ils soufflent pendant le tour-

nage à chaque extrémité. La charge que l'on fait traîner à un cheval, en pratique, dans les parties en plaine, varie à peu près de 500 à 1.100 kilogrammes. On ne peut guère discuter la valeur de ces chiffres, n'ayant aucun renseignement sur la force et le poids des chevaux employés. Comme règle approximative, on peut admettre que la résistance à la traction est d'abord à peu près 0,15 du poids du rouleau, proportion à laquelle il faut ajouter la déclivité de la route si elle est en rampe, et que l'effort qu'on peut imposer aux chevaux au début atteint le quart au moins de leur propre poids. Il ne semble pas qu'on se préoccupe beaucoup en général d'étudier cette question comme elle le mérite, et il y a peut-être tendance à exagérer le nombre des chevaux.

Un conducteur suffit pour diriger trois chevaux. On en emploie un de plus, lorsque le nombre des chevaux dépasse un multiple de 3 de deux unités. Un plus grand nombre de conducteurs est rarement justifié.

Dans quelques départements, on substitue avec succès les bœufs aux chevaux, et il semble que deux paires de bœufs peuvent remplacer 3 chevaux. Ces animaux sont parfaitement appropriés à ce travail ; leur action est plus régulière et plus continue que celle des chevaux, surtout avec les faibles vitesses que l'on doit maintenir.

Vitesse de la marche. — La vitesse de marche a, en effet, une grande influence sur l'efficacité du cylindrage. Le rouleau soulève devant lui un bourrelet de cailloux qu'il rabat à mesure qu'il progresse. Les cailloux ne sont pas seulement pressés verticalement, mais ils sont en même temps poussés en avant, et cela avec d'autant plus d'énergie que la vitesse est plus grande. C'est pour ce motif que l'on recommande de passer sur les mêmes pistes toujours dans le même sens ; autrement, les pierres seraient déplacées au retour. Il importe donc de dimi-

nuer la vitesse autant que possible afin d'atténuer ce déplacement horizontal. Dans les services où l'on se préoccupe de cette condition essentielle, on fixe une limite de vitesse qui ne doit pas être dépassée, et qui atteint de 2 à 3 kilomètres à l'heure, soit $0^m,55$ à $0^m,83$ par seconde. Il vaudrait peut-être mieux rester encore au-dessous, et c'est un résultat auquel on arrive facilement en imposant aux chevaux un grand effort de traction au début. Le temps que l'on perd en allant moins vite est facilement rattrapé par le moins grand nombre de passages qui sont nécessaires.

Lorsque l'on traite à l'entreprise ou à la tâche pour la compression des chaussées, à raison du parcours ou de la tonne kilométrique, il est nécessaire de fixer la limite de la vitesse qui ne doit pas être dépassée, car les entrepreneurs ont double intérêt à marcher vite : ils font un plus grand parcours dans chaque journée, et le nombre total des passages est plus grand.

Composition des ateliers. — L'organisation d'un atelier de cylindrage présente quelques difficultés. Le nombre des ouvriers doit être réglé de façon que le travail soit mené aussi vivement que possible, mais qu'une partie du personnel ne reste pas inoccupé pendant certaines phases de l'opération. On trouve à cet égard des indications très discordantes dans les renseignements fournis ; ici, on se contente de 4 à 5 ouvriers ; là, on en emploie 15 à 20 et jusqu'à 30. Dans tous les cas, on place à la tête du chantier un surveillant, qui est presque toujours le cantonnier chef de la section que l'on recharge. On lui adjoint le cantonnier du canton, et le nombre de manœuvres nécessaires. On choisit quelquefois ces manœuvres en partie parmi les cantonniers voisins, lorsque leurs cantons peuvent se passer de soins pendant ce temps-là.

Le répandage des matériaux doit se faire rapidement pour diminuer la durée des entraves apportées à la circulation. Mais, une fois le répandage terminé, les autres mains-d'œuvre, qui consistent dans le rabattage des bourrelets, le garnissage des flaches, le répandage de la matière d'agrégation, sont subordonnées à la marche du rouleau. Il faut alors d'autant moins d'ouvriers que le rouleau circule plus lentement et que l'on est obligé de faire plus de passages pour assurer la prise de la chaussée. L'atelier, réglé en vue de cette seconde période, peut ne pas assurer un répandage assez rapide des matériaux. Les 4 ou 5 ouvriers qui suffisent pour suivre le rouleau n'auraient pu répandre peut être que 60 mètres cubes dans une journée, et une pièce comportant 120 mètres cubes de matériaux n'aurait pu être garnie qu'en deux jours. Il faut avoir recours, si l'on veut diminuer ce délai, à des ouvriers supplémentaires, que l'on ne trouve pas toujours à embaucher pour une seule journée. On tourne quelquefois la difficulté en n'approvisionnant pas d'avance la matière d'agrégation, que l'on fait réunir pendant le cylindrage par les ouvriers restés sans besogne après le répandage; ou bien l'on fait exécuter une partie du répandage par des cantonniers, que l'on renvoie ensuite dans leurs cantons. La bonne organisation de l'atelier a une grande influence sur le prix de revient de l'opération.

L'atelier d'arrosage est organisé de façon à fournir l'eau nécessaire. Il se compose de tonneaux en nombre suffisant pour verser continuellement de l'eau. Il est clair qu'il faut au moins deux tonneaux, dont l'un va chercher l'eau pendant que l'autre se vide sur la chaussée. Il en faut davantage lorsque l'eau est loin, et que la durée du parcours et du remplissage est plus grande que celle de la vidange. Chaque tonneau a son conducteur, et souvent on lui adjoint un manœuvre pour l'aider au puisage. On

peut se passer de ce manœuvre quand le puisage est facile, et, dans presque tous les cas, en munissant les tonneaux de pompes, qui sont maniées par le conducteur seul.

Durée du cylindrage. — La durée du cylindrage d'une pièce dépend de sa longueur, de la difficulté de la prise des matériaux et de la manière dont l'opération est conduite. Elle varie habituellement entre dix et vingt jours par kilomètre, en se rapprochant, dans la plupart des cas, de la première limite. On la diminue en activant le répandage des matériaux, en réduisant au strict nécessaire le temps perdu, au moyen par exemple d'attelages tournants, et en allongeant les pièces à recharger d'un seul coup, de façon que le temps perdu ait une valeur relative moindre.

Tassement et déchet. — Quand un cylindrage est terminé, il serait intéressant d'en constater les effets, c'est-à-dire d'une part le tassement obtenu, et d'autre part le déchet de mise en œuvre ; ou, en d'autres termes, de savoir à quelle épaisseur de chaussée compacte s'est réduite la couche de matériaux que l'on a répandue, et quelle proportion de ces matériaux s'est écrasée et transformée en détritus par suite de la compression. On ne possède malheureusement que des données assez vagues à ce sujet.

Le tassement est apprécié par estime à 1/5 ou 1/4 par la plupart des ingénieurs ; quelquefois on l'a supposé de 1/3 ou au contraire de 1/6 ou 1/8 seulement. C'est là un fait très difficile à constater ; les matériaux neufs s'enfoncent plus ou moins dans la vieille chaussée, qui de son côté reflue dans la couche de matériaux neufs, et les procédés de constatations font défaut. On pourrait toutefois recourir à un nivellement fait avant et après l'opéra-

tion ; les résultats obtenus seraient suffisamment approchés pour fixer en partie les idées. On pourrait aussi procéder par sondages ; on ferait des coupures dans la chaussée avant le rechargement, puis des coupures, en des points voisins des premières, après le cylindrage terminé, et l'on se procurerait ainsi des renseignements précieux. Mais on hésite à le faire parce que ces coupures auraient l'inconvénient de détruire sur certains points le travail ; après avoir remis en place les matériaux, qu'on ne pourrait plus assujettir qu'au pilon, il faudrait donner à ces points faibles de la chaussée des soins spéciaux pendant un certain temps pour faire disparaître les traces de la fouille.

Les sondages seuls permettraient de constater le déchet de mise en œuvre, qu'il serait très important de connaître, et sur lequel on ne possède presque aucune donnée. On s'imagine trop facilement que le cylindrage ne donne pour ainsi dire lieu à aucun déchet. Sans doute, il évite le déchet en pure perte qui se produit, dans les emplois partiels, par suite de l'éparpillement des matériaux. Mais, quel que soit le procédé employé, une chaussée ne peut faire prise sans que les arêtes des pierres s'épaufrent, et qu'une partie d'entre elles s'écrasent. Si le cylindrage est poussé trop énergiquement et trop longtemps, le déchet peut augmenter inutilement. La connaissance du déchet produit par un cylindrage permettrait de rectifier la pratique suivie et d'améliorer les travaux à faire dans l'avenir avec les mêmes matériaux. Elle permettrait en outre de déterminer la qualité des matériaux avec plus d'exactitude, en faisant la part de ce qui, dans l'usure, doit être attribué à la circulation d'une part, et au mode d'emploi d'autre part. Les seuls résultats que l'on possède à ce sujet sont ceux qu'a indiqués M. l'ingénieur Mille dans une note parue aux *Annales* (1889, 2e sem., page 293). Il a trouvé que le déchet

de mise en œuvre des matériaux essayé par lui avait été de 1/10e pour les porphyres, de 0,153 pour les grès, de 0,290 et 0,333 pour deux espèces de silex, les diverses pièces ayant été cylindrées en même temps et de la même façon. Il reste à savoir si plus de ménagements n'auraient pu être appliqués au cylindrage du grès et surtout des silex; est-il au contraire à présumer que de semblables déchets ne peuvent être évités, comme le pense M. Mille, on trouverait là un puissant argument en faveur de la supériorité des pierres dures dans les rechargements et un utile élément de discussion pour le choix des carrières. La composition de la chaussée après un rechargement cylindré serait donc très importante à connaitre, et il est peut-être bon d'appeler l'attention des ingénieurs sur cette question.

Cylindrage à la vapeur. — L'idée de substituer la vapeur à la force animale pour mettre en mouvement les rouleaux compresseurs remonte à 1855 environ, mais elle n'a abouti à un résultat pratique qu'en 1860, époque où M. Ballaison a fait construire le premier rouleau à vapeur à deux cylindres, d'après un type qui a servi de base aux rouleaux Gellerat encore actuellement en usage à Paris.

Les avantages de ce système sautent aux yeux. D'abord, il évite les dérangements que les pieds des chevaux font dans les empierrements lorsqu'ils entraînent le rouleau. Ensuite, et c'est là sa qualité principale, il supprime les temps perdus au tournage, qui s'opère par la seule manœuvre d'un levier de changement de marche. Il n'y a alors aucun intérêt à cylindrer des pièces de grande longueur, et on les réduit à 100 ou 80 mètres, de façon à faire le répandage et le cylindrage dans une seule journée; on impose ainsi la moindre gêne à la circulation, et l'on n'a pas à craindre de voir les voitures

circuler sur des empierrements insuffisamment pris et détruire en partie l'ouvrage déjà fait. S'il y a dans une pièce un point où la pierre résiste à la prise, il est facile d'y revenir le nombre de fois nécessaire sans avoir à parcourir toute la pièce. Le cylindrage semble, en outre, être plus économique, le prix de la tonne kilométrique étant moins élevé.

Les appareils en usage peuvent tous se rapporter à deux types : le type à deux cylindres, système Gellerat, et le type à quatre larges roues, système Aveling et Porter. Leur poids est plus grand que celui des rouleaux à chevaux ; généralement il va de 10 tonnes à 16 tonnes, et varie un peu, pour chaque appareil, pendant les travaux, suivant que l'approvisionnement d'eau et de charbon est plus ou moins épuisé. La longueur d'arête des génératrices est en même temps plus grande, et oscille entre $1^m,60$ et $2^m.25$. La charge linéaire, par centimètre de longueur de génératrice, ne descend guère au-dessous de 50 kilogrammes et s'élève jusqu'à 80 kilogrammes. Il existe des rouleaux à vapeur plus lourds, atteignant jusqu'à 30 tonnes dans le type à deux cylindres; mais ces rouleaux ont dû être abandonnés, parce qu'ils donnaient lieu à des charges linéaires de plus de 100 kilogrammes par centimètre et produisaient des écrasements dans les pierres.

On peut reprocher à ces rouleaux d'avoir une charge constante, et de ne pas se prêter, comme les rouleaux à chevaux, à une graduation de la pression suivant l'état d'avancement du cylindrage. On ne peut commencer par des passages à vide, continuer par des passages à demi-charge et terminer par des passages à charge entière : la pression est la même dès l'origine. Il y a là certainement un défaut; mais on ne voit pas, *a priori*, pourquoi on ne pourrait faire les appareils moins lourds et les munir de caisses destinées à la surcharge; c'est une mo-

dification qu'il serait sans doute facile d'apporter aux types en usage. Par suite de cette circonstance, il est présumable que, avec les appareils à vapeur actuels, le déchet de mise en œuvre est plus considérable qu'avec les appareils à chevaux; mais on ne possède aucune expérience qui confirme cette présomption.

La vitesse de marche des rouleaux à vapeur est souvent trop grande ; mais rien n'empêche de la régler à volonté, et le mal provient le plus souvent de ce que l'on paye le travail à la tonne kilométrique sans limitation de vitesse, et que les entrepreneurs ont tout intérêt à aller le plus vite possible.

On a contesté aussi l'économie, car si la tonne kilométrique est moins coûteuse par elle-même, il faut tenir compte, d'une part, de l'amortissement du capital relativement important que représente une machine à vapeur, d'autre part, des chômages forcés auxquels est condamné le mécanicien, qui ne travaille pas tous les jours. L'emploi du rouleau à vapeur exige, en effet, que cet appareil trouve son utilisation pendant toute l'année, et conduit nécessairement à faire des cylindrages dans toutes les saisons, alors même que les autres opérations du rechargement sont plus coûteuses. Les ingénieurs qui emploient des rouleaux à vapeur sont toutefois à peu près unanimes pour les considérer comme avantageux au point de vue de la dépense.

On a objecté encore que les rouleaux à vapeur ne pouvaient être utilisés sur les fortes pentes; il semble, au contraire, qu'ils sont tout indiqués pour ce cas, les machines à vapeur disposant en général d'une force supérieure à celle qui doit être utilisée couramment. Tout le monde a vu, en 1879, les machines Gellerat cylindrer avec la plus grande aisance les pentes du Trocadéro.

Les rouleaux à vapeur exigent aussi plus de soin dans les calculs à faire pour déterminer chaque année les par-

ties de routes qui doivent être rechargées et l'ordre dans lequel elles le seront, afin que l'appareil ne perde pas un temps précieux à circuler sur les routes en se rendant d'un atelier à un autre très éloigné.

Ces inconvénients sont peu de chose à côté de l'économie et de l'avantage de faire les pièces aussi courtes que l'on veut et de réduire au minimum la gêne du public. Aussi, tous les ingénieurs qui ont employé la vapeur paraissent disposés à en étendre l'emploi.

AVANTAGES DE LA MÉTHODE D'EMPLOI PAR RECHARGEMENTS CYLINDRÉS.

Les bons effets de l'entretien des chaussées par la méthode des rechargements cylindrés ne sont plus guère contestés. Il convient toutefois de les rappeler sommairement.

La circulation est affranchie de la gêne considérable qui résulte pour elle des emplois partiels. La résistance à la traction n'est plus aussi grande dans la saison des emplois, et il y a là, en même temps qu'une plus grande facilité, une économie importante pour le public, qui se montre très satisfait.

Les chaussées sont mieux liées et plus résistantes, d'où résulte, même dans la belle saison, un moindre effort de traction pour les chevaux, et une nouvelle économie pour le public.

Le profil en travers de la chaussée est plus régulier et se conserve mieux, l'évacuation de l'eau se fait mieux et le balayage est plus facile.

Il y a moins de boue et de poussière, d'où un nouvel avantage pour le public et économie dans la main-d'œuvre de l'entretien proprement dit.

On évite le déchet considérable dû à l'écrasement en pure perte des pierres éparpillées, et le déchet de mise

en œuvre est sans doute moins important que par les emplois partiels.

Il y a une adhérence plus complète entre les emplois récents et la vieille chaussée.

La chaussée est moins sensible aux intempéries, et même au dégel dans les terrains crayeux.

Les matériaux sont employés méthodiquement, par une opération d'ensemble, qui a les avantages des grands ateliers, au lieu d'être laissée à l'initiative des cantonniers.

La main-d'œuvre permanente, et surtout celle des auxiliaires, est réduite dans une forte proportion, et le nombre des cantonniers diminue.

Quant à l'économie, elle n'est pas aussi évidente; beaucoup d'ingénieurs estiment que l'emploi d'un mètre cube de matériaux coûte plus en rechargement cylindré qu'en emplois partiels, et que les matériaux reviennent plus cher, étant réunis en grande quantité sur un même point. Mais l'économie ne paraît pas douteuse, si l'on tient compte de la différence de déchet et de la suppression d'une partie de la main-d'œuvre permanente.

Objections. — Quelques services se refusent encore à appliquer à l'entretien la méthode des rechargements généraux, tout en reconnaissant sa supériorité. Nous allons résumer leurs objections, et nous en discuterons la valeur.

Dans quelques cas, on s'est heurté à la routine et à l'indifférence du personnel chargé de l'entretien; on s'est déclaré impuissant à vaincre la résistance opposée à l'introduction de nouvelles méthodes, qui ne peuvent se substituer aux anciennes sans des études spéciales et un travail supplémentaire. Il ne paraît pas nécessaire de discuter ce motif.

Nous ne rappellerons que pour mémoire l'objection

tirée des entraves énormes apportées à la circulation. On a vu que le public se déclarait satisfait, et le temps n'est plus où Dupuit pouvait se plaindre (*Annales* 1855, 1er sem., page 145) qu'un rechargement général eût forcé la diligence où il se trouvait à sortir de la route pour passer dans les champs.

On a aussi argué de quelques difficultés techniques, comme la rareté et l'éloignement de l'eau, la pauvreté des carrières, l'absence de chevaux disponibles sur place, le peu de résistance des matériaux, les déclivités des routes, la nature du climat. Il peut résulter de ces circonstances quelques sujétions particulières et une certaine augmentation sur le prix des rechargements, mais non une impossibilité de les faire. L'expérience est là pour prouver qu'ils s'exécutent avec succès dans toutes les contrées, sous les climats secs comme sous les climats humides, dans les pays accidentés comme dans les pays plats, avec les matériaux tendres comme avec les matériaux durs.

Les grandes pluies, les alternatives de gel et de dégel, a-t-on dit quelquefois, obligent à des réparations répétées qui consomment en emplois partiels la totalité des approvisionnements dont on dispose. Il serait à examiner si ce genre de dégradations ne peuvent être plus efficacement combattues qu'en jetant des pierres sur les chaussées. Il semble, au contraire, que la surface unie des rechargements généraux et la compacité des chaussées qu'ils fournissent sont de nature à écarter l'eau du sous-sol et à amoindrir les fâcheux effets des grandes pluies et des gelées.

Toutes ces objections, d'ordre moral ou technique, ne paraissent donc pas fondées, et ne se prêtent pas à une longue discussion.

Restent deux objections théoriques, qui sont beaucoup plus sérieuses et qui appellent un examen approfondi.

La première, c'est que les chaussées du réseau à aménager n'ont pas toujours une épaisseur suffisante pour que celles qui doivent être rechargées les dernières puissent attendre leur tour. Il y a une limite au-dessous de laquelle il serait dangereux de laisser descendre l'épaisseur d'une chaussée. Cette limite est variable avec la qualité des matériaux et la nature du sous-sol : telle chaussée se maintiendra encore avec une épaisseur de $0^m,05$ si les matériaux sont durs et le sous-sol sablonneux, tandis qu'à telle autre dont les matériaux sont tendres et le sous-sol argileux, il faudra $0^m,10$ au moins. Pendant qu'on recharge les premières sections, les autres ne reçoivent que peu ou point de matériaux, et, si leur épaisseur primitive n'est pas suffisante, elles arrivent au minimum avant d'être rechargées à leur tour. Que, pour aller à l'extrême, l'on suppose que sur tout le réseau toutes les chaussées aient seulement le minimum d'épaisseur admissible, il est clair qu'il faut fournir partout à la fois de quoi remplacer l'usure, et qu'il est impossible de recharger nulle part.

Cette objection a été présentée sous une autre forme plus abstraite. On a fait remarquer que la méthode des rechargements généraux exige un capital primitif plus grand que celle des emplois partiels, et qu'elle est inapplicable quand le capital primitif est insuffisant.

La seconde objection est tirée du trop faible approvisionnement de matériaux qu'exigent certaines routes en raison de la faible usure qui s'y produit. Un rechargement général ne peut se faire sur une épaisseur moindre qu'une certaine limite, fixée généralement à une couche de cailloux de $0^m,06$ avant cylindrage. Si l'usure est très faible, il se passe un grand nombre d'années avant que l'emploi ait disparu et appelle un nouveau rechargement. Ce nombre d'années, qui constitue la période d'aménagement, est trop grand pour que la chaussée reste jusqu'à

la fin unie sans emploi ou avec un emploi insignifiant de matériaux. Le système d'aménagement par rechargements généraux n'est donc applicable que sur des chaussées qui s'usent assez vite pour que le renouvellement des rechargements y devienne nécessaire à des intervalles suffisamment rapprochés, ne dépassant pas la durée pendant laquelle la chaussée peut se maintenir bonne par elle-même.

On a aussi présenté cette objection sous d'autres formes qui se ramènent à la précédente. Au lieu de la faiblesse de l'usure, on a signalé la faiblesse de la circulation, ce qui revient au même pour une chaussée donnée, l'usure étant à peu près proportionnelle à la fréquentation. Toutefois, avec des matériaux très tendres, une circulation modérée peut produire une usure rapide, et l'objection se rapporte mieux à la consommation qu'à la fréquentation. On s'en est pris aussi à l'insuffisance des crédits d'entretion, qui ne permettent pas d'acheter une assez grande quantité de matériaux; mais cette considération est étrangère à la question, le volume des matériaux employés par rechargements cylindrés étant le même que celui des emplois partiels, et devant être même inférieur, si l'on tient compte du moindre déchet qui se produit. On doit seulement comprendre que sur certaines routes les crédits d'entretien sont peu élevés parce qu'il faut peu de matériaux pour réparer une faible usure.

Discussion des objections. — Ces deux objections peuvent être fondées dans certaines circonstances qui vont être examinées maintenant, mais ne se justifient pas pour des réseaux importants, ainsi qu'on le verra.

Auparavant, il est nécessaire de préciser deux points, qui ne paraissent pas toujours avoir été bien compris, et qui ont peut-être jeté quelque confusion dans les esprits :

1° Il ne s'agit pas de vouloir que toutes les routes

soient aménagées d'ensemble dans chaque département, mais seulement qu'on y choisisse les routes ou sections de routes qui peuvent être entretenues par cette méthode dès à présent, sauf à en étendre le réseau au fur et à mesure que les circonstances s'y prêteront;

2° L'aménagement par rechargements généraux n'exclut pas les emplois partiels annuels. Il en faut faire quelques-uns, pour réparer les flaches dont on ne peut avoir raison autrement, et pour conserver un certain bombement à la chaussée. Ces emplois partiels, nuls dans l'année qui suit le rechargement, se multiplient de plus en plus à mesure qu'on s'en éloigne et peuvent devenir au bout d'un certain temps assez nombreux pour absorber le volume total des matériaux nécessaires au remplacement de l'usure.

1re *objection*. — Nous emploierons, pour abréger le discours, quelques notations algébriques très simples, faisant ressortir les relations nécessaires qui existent entre les divers éléments de l'aménagement, savoir : l'épaisseur des chaussées avant leur rechargement, l'épaisseur de la couche du rechargement, l'usure des chaussées, la durée de la période d'aménagement, la longueur à recharger chaque année sur un réseau de longueur donnée. Nous désignerons par :

e l'épaisseur de la chaussée avant le rechargement;
r l'épaisseur du rechargement après cylindrage;
m l'épaisseur moyenne de la chaussée pendant la durée de la période;
u l'usure annuelle exprimée en épaisseur de chaussée;
θ la période d'aménagement en années;
L la longueur du réseau;
l la longueur à recharger chaque année.

L'inspection de la figure ci-après montre que l'on a :

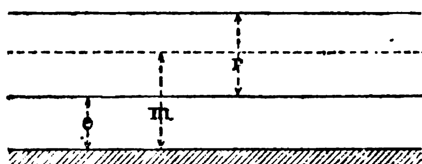
$$m = e + \frac{r}{2} \quad \text{ou} \quad r = 2(m - e).$$

D'autre part,

$$r = \theta u \quad \text{ou} \quad \theta = \frac{r}{u},$$

et

$$l = \frac{L}{\theta}.$$



Les quantités e et r sont soumises à une condition de minimum. On a vu que l'épaisseur des chaussées ne devait pas descendre au-dessous d'une limite qui peut, suivant les circonstances, varier à peu près de $0^m,05$ à $0^m,10$. D'autre part la couche de matériaux à mettre en rechargement ne peut pas non plus descendre au-dessous d'une limite, que l'on peut fixer à $0^m,06$ avant tassement et qui diminue du quart ou du cinquième par le cylindrage; r ne peut donc être inférieur à $0^m,045$ environ.

Puisque $m = e + \frac{r}{2}$, cette quantité est donc elle-même soumise à une condition de minimum, qui sera de $0^m,072$ à $0^m,122$ environ suivant les cas.

La première des deux objections principales que nous avons retenues est donc fondée dans le cas où les chaussées à soumettre à l'aménagement ont une épaisseur moyenne inférieure à cette limite. Si l'on envisage un réseau, comme celui d'un département, où cette condition n'est pas remplie, il faut nécessairement laisser de côté les sections dont l'épaisseur est la plus faible, et ne conserver pour les rechargements généraux réguliers que celles qui, dans leur ensemble, ont une épaisseur moyenne suffisante.

Il est facile de voir, en consultant les résultats des

sondages effectués en 1886, qu'il n'est pour ainsi dire pas un seul département où l'on ne trouve une épaisseur moyenne suffisante, non seulement sur certaines routes, mais même dans son ensemble.

Quand l'épaisseur moyenne dépasse le minimum nécessaire, on peut d'ailleurs suivre, pour l'aménagement, trois systèmes différents, savoir : 1° faire les rechargements aussi épais que possible; 2° les faire aussi minces que possible; 3° prendre un parti intermédiaire.

1° On laisse la chaussée s'user jusqu'au minimum d'épaisseur qu'on veut tolérer, et on recharge sur une épaisseur $r = 2\,(m\text{-}e)$. Si l'on se rappelle que $\theta = \frac{r}{u}$ et $l = \frac{L}{\theta}$, on voit qu'alors θ est aussi long et l aussi court que possible. Ce système est le plus économique, la dépense du cylindrage d'un rechargement étant loin de croître proportionnellement à son épaisseur, et l'emploi d'un mètre cube de matériaux étant par conséquent moins cher quand l'épaisseur du rechargement augmente. Il a l'avantage de gêner le moins possible la circulation, qui ne rencontre les ateliers de réparations que sur la moindre longueur. Mais la durée de la période d'aménagement est longue, et les routes, soumises à des rechargements moins fréquents, sont moins bonnes.

2° On ne laisse pas la chaussée s'user jusqu'au bout, et on la recharge dès que le rechargement antérieur a diminué d'une quantité égale au minimum de la couche de matériaux que comporte un rechargement, 0^{m},045 par exemple après tassement. Puisque r descend à son minimum, θ est aussi minimum et l maximum. Les routes sont meilleures par le double motif que leur épaisseur reste toujours au-dessus du strict nécessaire et que la période d'aménagement est moins longue. D'un autre côté, il y a plus de gêne pour le public, la longueur re-

chargée chaque année étant plus grande; et la dépense d'emploi d'un mètre cube de matériaux est plus forte, puisqu'il en coûte presque autant de cylindrer une couche mince qu'une couche plus épaisse;

3° On obtient des résultats intermédiaires, en adoptant pour les rechargements une épaisseur comprise entre le minimum et le maximum. Dans ce cas, c'est *généralement* la durée θ de l'aménagement que l'on fixe *a priori*, et l'on en déduit les autres éléments d'après les relations indiquées ci-dessus.

2° *objection.* — La durée que l'on peut assigner à la période d'aménagement est appréciée très diversement. Les ingénieurs qui se refusent à l'adoption de la méthode se basent le plus souvent sur l'impossibilité de maintenir une route en bon état sans emploi de matériaux, *sauf* pendant un petit nombre d'années, qu'ils fixent à trois ou quatre, oubliant d'ailleurs qu'il ne s'agit pas *de ne* faire aucun emploi, mais de réduire les emplois à ce qui est nécessaire pour maintenir l'uni de la surface de la chaussée. Les partisans des rechargements généraux sont beaucoup plus hardis, et il y en a qui envisagent sans sourciller des périodes de quatorze à quinze ans. Il est certain que cette limite ne peut être la même dans toutes les circonstances. Tels matériaux sont moins homogènes et plus exposés aux flaches que d'autres. Le climat, la qualité du sous-sol, la nature de la circulation peuvent déterminer des détériorations plus rapides ici que là. Mais le maintien des profils paraît surtout subordonné au soin apporté dans la confection des rechargements et dans l'entretien courant des chaussées.

Quand, lors du rechargement, les matériaux ont été bien uniformément régalés dans la forme, quand ils ont été comprimés au refus sous une charge convenable, quand la matière d'agrégation a été répandue uniformé-

ment et avec réserve, quand le bombement n'a pas été exagéré de manière à appeler des frayés sur l'axe, la chaussée s'use parallèlement et sans flaches. Si le cantonnier est habile dans son art, s'il sait, par un balayage intelligent, prévenir les frayés, déplacer les pistes, reporter l'usure sur les parties hautes et empêcher de s'approfondir les flaches qui menacent d'apparaître, il peut maintenir l'uni de la surface fort longtemps, sans pour ainsi dire avoir besoin de matériaux neufs. Si, au contraire, les rechargements sont faits maladroitement et l'entretien courant sans intelligence, la chaussée devient défectueuse en peu de temps.

Mais il ne faut pas confondre, et c'est une distinction qui n'a pas toujours été faite, la durée de la période d'aménagement comprise entre deux rechargements consécutifs, avec la durée du temps pendant lequel une chaussée peut s'entretenir avec un volume de matériaux inférieur à l'usure qui se produit. Ces deux périodes sont indépendantes l'une de l'autre. Nous avons rappelé plus haut qu'une chaussée rechargée ne demandait d'abord aucun emploi de matériaux pour son entretien, mais qu'à mesure qu'elle devenait plus ancienne, elle réclamait des emplois partiels de plus en plus fréquents, et que, si le rechargement n'était pas renouvelé, il arrivait un moment où ces emplois absorbaient l'approvisionnement normal en entier. A ce moment là, la chaussée se trouve ramenée à la méthode d'entretien par pièces isolées, jusqu'à ce qu'il soit procédé à un nouveau rechargement. La durée θ' du temps qui s'écoule depuis l'origine jusqu'à ce retour à la consomnation totale en emplois partiels, est différente de la période d'aménagement θ. Si elle est connue, elle permet de déterminer les chaussées qui peuvent être soumises à l'aménagement en raison de la consommation de matériaux qui s'y produit, et celles qui ne le peuvent pas.

En effet, pendant cette période, on met chaque année sur la chaussée un volume de matériaux moindre que celui qui répond à l'usure, et le reste peut être considéré comme mis en réserve pour le rechargement suivant. Si K est la consommation normale par kilomètre et par an, et v_n le volume absorbé par les emplois partiels pendant la n^e année à partir du rechargement précédent, on a mis en réserve, pendant cette année là, un volume $K - v_n$. On aurait donc, pour le rechargement suivant, à la fin de la période, une disponibilité de $\theta' K - \Sigma v_n$ mètres cubes. Le rechargement sera possible si cette disponibilité égale au moins le volume minimum V d'un rechargement sur un kilomètre, c'est-à-dire si l'on trouve $\theta' K - \Sigma v_n \geqq V$. On peut remplacer par une moyenne v chacun des volumes partiels qui entrent sous le signe Σ en posant $\Sigma v_n = \theta' v$, et la limite d'application de la méthode correspond au cas où $\theta'(K - v) = V$ ou $K = \frac{V}{\theta'} + v$.

Les quantités θ' et v peuvent être connues, au moins approximativement, par des observations faites, soit sur la même route, si l'on y a déjà exécuté des rechargements antérieurs, soit sur d'autres routes ou des services voisins se trouvant dans des conditions analogues.

On peut représenter les résultats de ces observations par une courbe, en portant en abscisses les années, et en ordonnées les volumes de matériaux absorbés par l'entretien courant. L'ordonnée, nulle à l'origine, devient égale à K après un temps θ'. L'aire AMN représente la

consommation des matériaux nécessaires à l'entretien pendant la période θ', et l'aire ABM le volume disponible pour un rechargement.

Appliquons ces considérations à un exemple. Le volume minimum d'un rechargement peut être fixé à 240 mètres cubes par kilomètre, dans la plupart des cas; c'est une couche de $0^{m},06$ avant tassement sur une largeur de 4 mètres. Supposons que la courbe AM soit une ligne droite, en sorte que $v = \frac{1}{2}$ K. La méthode est admissible partout où l'on a au moins $\frac{1}{2} K = \frac{240}{\theta'}$; et, si on suppose $\theta' = 10$ ans, partout où l'on a au moins $K = 48$, c'est-à-dire sur toutes les routes où il se consomme au moins 48 mètres cubes de matériaux par kilomètre et par an. Il est clair que si la route est mauvaise et la chaussée inégale, θ' devenant plus petit, il faudrait que K fût plus grand, ou réciproquement qu'on pourrait admettre des routes encore moins fréquentées si l'on prenait les soins nécessaires pour allonger la période θ'.

Il est bien peu de départements où ne se rencontrent un grand nombre de sections de routes satisfaisant à la condition qui vient d'être expliquée. La seconde objection, tirée de l'insuffisance de la consommation n'est donc pas justifiée, au moins pour un réseau de quelque étendue, et ne pourrait l'être que dans des services assez mal tenus pour que la période θ' fût excessivement courte.

La figure ci-dessus peut être utilisée pour calculer les rechargements, lorsque la période d'aménagement θ est plus petite que θ'. On élèvera une ordonnée MN à la distance θ de l'origine, et l'aire ABM'P représentera le volume de chaque rechargement.

M. l'ingénieur en chef Meugy a présenté sur cette question une théorie ingénieuse, que nous allons repro-

duire Il admet que la durée de l'aménagement, toutes choses égales d'ailleurs, est proportionnelle à la qualité des matériaux. Il pose donc $\theta = mq$, q étant un nombre choisi, comme d'habitude, de 0 à 20. Il remarque, d'autre part, que la consommation normale par kilomètre, d'après les principes de la circulaire du 15 mars 1877, a pour valeur $\frac{3F}{q}$, F étant la circulation réduite. Il en déduit que la quantité de matériaux usés entre deux rechargements est $mq. \frac{3F}{q} = 3mF$. Cette quantité, pour que la méthode des rechargements soit admissible, doit être au moins égale au volume minimum possible d'un rechargement V. On doit donc avoir $3mF \geqq V$ et $F \geqq \frac{V}{3m}$. La méthode serait applicable seulement sur les chaussées où la fréquentation dépasse une certaine limite. Nous ferons remarquer qu'il y a bien d'autres circonstances que la qualité des matériaux qui font varier la durée pendant laquelle les chaussées peuvent rester en bon état; que ce n'est pas en tout cas la période d'aménagement θ, mais celle que nous avons désignée par θ', qui pouvait être représenté par mq; que la qualité des matériaux à ce point de vue n'est pas la même que la qualité définie par la circulaire du 15 mars 1877. Celle-ci a trait seulement à la résistance à l'usure, tandis que des matériaux tendres, qui s'usent vite, peuvent fort bien fournir des chaussées résistant longtemps à la déformation; c'est donc à tort que l'on représente par une même notation deux qualités distinctes et qu'on les élimine entre elles. L'objection qui a été tirée de cette théorie ne nous paraît donc pas fondée, et d'autant moins fondée que M. Meugy a proposé de faire $\frac{1}{m} = \frac{1}{2}$, c'est-à-dire, de fixer la durée de la période d'aménagement à un nombre d'années re-

présenté par la moitié du chiffre qui exprime la qualité des matériaux, ce qui est évidemment trop peu.

CONCLUSION.

La méthode d'entretien des chaussées à l'aide des rechargements généraux cylindrés tend à se répandre de plus en plus. Elle a donné, partout où elle a été employée, de bons résultats, très appréciés du public. Appliquée avec soin et méthode, elle doit conduire à une économie dans les frais d'entretien des routes, ou tout au moins à une amélioration des routes à dépense égale d'entretien. Elle est susceptible de s'étendre encore davantage, et c'est sans raison que dans certains services on refuse encore d'y recourir.

Paris, le 11 mars 1891.

CHRONIQUE

(Octobre 1891)

N° 47

Note sur la détermination de la limite d'emploi sur une route des matériaux d'empierrement provenant de deux carrières données en tenant compte des coefficients de qualité

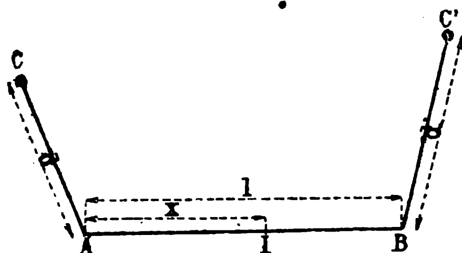
Par M. CARRAU, Ingénieur des ponts et chaussées.

Généralement, lorsque l'on dresse un projet de construction ou de rechargement de chaussée, ou que l'on prépare *un bail* d'entretien de route, on se sert, pour déterminer la limite d'emploi des matériaux provenant de deux carrières voisines, d'*une* formule assez simple, tenant compte du prix de revient en carrière des empierrements, mais non de leur qualité.

Le plus souvent, il n'y a aucun inconvénient à procéder ainsi, car les roches qui, dans une région déterminée, sont susceptibles de donner de bons matériaux d'empierrement, sont, en général, de même nature minéralogique et leur qualité ne diffère pas sensiblement d'une carrière à l'autre. D'ailleurs, les coefficients de qualité sont assez difficiles à fixer exactement même d'une manière relative, et l'on n'obtiendrait, dans la plupart des cas, qu'une rigueur absolument illusoire si on voulait en tenir compte dans la question qui nous occupe. Le problème comporte *encore* d'autres incertitudes : le prix de revient des matériaux en carrière est sujet à des variations fréquentes en raison des fluctuations du prix de la main-d'œuvre, et aussi des difficultés d'extraction et de l'habileté plus ou moins grande des ouvriers employés. Il faut compter également sur la variation des prix de transport qui sont influencés non seulement par les fluctuations

du prix de location des attelages, mais encore par le profil en long et l'état des voies à parcourir.

Les diverses données de la question échappant donc à toute appréciation rigoureuse, on conçoit qu'il n'y ait pas généralement intérêt, dans la pratique, à introduire un nouvel élément : la qualité des matériaux, difficile lui-même à définir. Cependant, il est des circonstances où toute hésitation doit cesser et où il est absolument indispensable d'en tenir compte; c'est, par exemple, lorsqu'on se trouve en présence de deux carrières donnant des matériaux de nature complètement différente, susceptibles d'une résistance à l'usure variant du simple au double, ainsi que le cas se présente quelquefois dans notre service. On commettrait certainement une grande erreur économique en délimitant, dans ce cas, les sections correspondant aux deux carrières considérées par la formule ordinaire; cela reviendrait, en effet, à payer le même prix, au point limite, des matériaux dont la durée diffère du simple au double, les meilleurs formant d'ailleurs une excellente chaussée et réduisant les frais d'emploi et d'entretien.



En vue d'échapper à des conséquences aussi préjudiciables au bon emploi des fonds d'entretien, nous avons employé quelquefois la formule suivante pour déterminer la limite d'emploi des matériaux provenant de deux carrières voisines :

$$x = \frac{P' - mP + (1 - m)a + (l + d' - md)b}{(1 + m)b},$$

dans laquelle :

d et d' sont les distances des carrières C et C' à la route AB;

l la longueur de route comprise entre les points d'embranchement des chemins d'accès aux carrières;

x la distance de la limite cherchée I au point d'embranchement de la carrière C;

P et P' les prix des matériaux en carrière;

a et b les coefficients de la formule de transport au tombereau ramenée à la forme $X = a + bD$ (X étant le prix de transport d'un mètre cube et D la distance de transport);

m le rapport $\frac{q'}{q}$ des coefficients de qualité des matériaux des carrières C et C'.

Cette formule s'obtient très aisément en recherchant les prix de revient des matériaux des carrières C et C' au point limite I, ramenant ces prix à l'unité de coefficient de qualité et égalant les résultats.

On retombe évidemment sur la formule habituelle en faisant $q = q'$ ou $m = 1$.

On est souvent embarrassé *a priori* pour décider si l'on doit utiliser une carrière donnant des matériaux ordinaires, alors que l'on peut disposer à une certaine distance d'empierrements de qualité supérieure. La formule ci-dessus permettra de résoudre cette question ; si C est la carrière produisant les matériaux ordinaires, on saura que cette carrière doit être utilisée ou non, suivant que l'on obtiendra pour x une valeur positive ou négative.

Dans le cas où l'on se servirait du chemin de fer ou d'un canal pour le transport des matériaux, notre formule pourrait toujours être employée à la condition d'évaluer le prix P de revient en gare d'arrivée, laquelle serait considérée comme carrière dans l'application de la formule.

Mauléon, 21 septembre 1891.

N° 48

EXPÉRIENCES NOUVELLES

SUR L'ÉCOULEMENT EN DÉVERSOIR

(3e ARTICLE)

Par M. H. BAZIN, Inspecteur général des ponts et chaussées (*).

Nous n'avons jusqu'à présent déterminé les conditions de l'écoulement sur notre déversoir type en mince paroi que dans le cas simple des nappes complètement libres, où l'accès de l'air sous la nappe était assuré au moyen d'un petit élargissement du canal immédiatement en aval du déversoir. Quand cet élargissement n'existe pas, les parois verticales du canal se continuant sans interruption en aval comme en amont du déversoir, les phénomènes se modifient totalement; la nappe déversante emprisonne alors un certain volume d'air dans lequel la pression devient inférieure à la pression atmosphérique; l'eau d'aval s'élève sous la nappe et, à partir d'une certaine charge, expulse entièrement l'air qu'elle recouvrait. La nappe prend ensuite successivement deux formes différentes auxquelles répondent des coefficients très distincts. L'ensemble de ces phénomènes étant fort compliqué, il convient, pour plus de clarté, de les décrire d'abord sur un exemple particulier, et nous choisirons dans ce but le déversoir de $0^m,75$ de hauteur. Si l'on commence par un

(*) Voir *Ann.* 1890, 1er semestre, p. 9.

faible débit et qu'on l'augmente progressivement jusqu'aux plus grandes charges, les transformations successives de la nappe comprennent trois périodes bien distinctes.

1° *Petites charges jusqu'à* 0^{m},235. *Nappe déprimée enfermant un certain volume d'air.* — La pression de l'air emprisonné étant inférieure à celle de l'atmosphère, l'eau d'aval s'élève sous la nappe au-dessus de son niveau dans le canal de fuite ; en même temps, l'excès de pression sur la face externe de la nappe la rapproche du barrage. Ces deux effets croissant avec la charge, la nappe se déprime en s'écartant peu à peu de la forme plus allongée qu'elle affecte lorsque sa face inférieure est librement soumise à la pression atmosphérique (Pl. 60, *fig.* 1). Nous lui donnerons par suite le nom de nappe déprimée, réservant celui de nappe libre pour le cas où l'accès de l'air en dessous est complètement assuré (*). Ce changement de forme est accompagné d'une augmentation graduelle du coefficient de débit m et, si l'on représente par m' celui de la nappe libre, m varie depuis $m = m'$, pour les très petites charges, jusqu'à $m = 1{,}08\,m'$, pour la charge limite $h = 0^{m},235$.

2° *Charges comprises entre* 0^{m},210 *et* 0^{m},295. *Nappes adhérentes.* — En approchant de la charge 0^{m},235, l'élimination de l'air s'achève rapidement et la nappe subit tout à coup une modification des plus remarquables. Son pied se retire vers le barrage, au point de passer en

(*) M. Boileau, qui a expérimenté comme nous sur un déversoir sans contraction latérale, a donné, par opposition aux nappes noyées en dessous, le nom de nappes libres à celles qui, étant détachées du barrage, enfermaient un certain volume d'air (*Traité de la mesure des eaux courantes*, page 43). Les nappes libres de M. Boileau correspondent par conséquent à nos nappes déprimées et non à celles que nous avons étudiées dans nos deux premiers fascicules.

arrière du plan vertical correspondant à sa partie supérieure ; sa surface devient verticale et se couvre de cannelures imitant les plis d'une draperie (Pl. 60, *fig.* 2, 3, 9 et 10) ; en même temps, le coefficient m passe de $1,08m'$ à $1,28m'$. Cette augmentation énorme donne lieu à un abaissement du niveau d'amont qui, par le seul effet du changement de forme de la nappe et sans que le débit ait été modifié, s'abaisse de $h = 0^m,235$ à $h = 0^m,210$. On observe donc, en franchissant le point de passage, ce fait singulier qu'une petite augmentation de débit amène un abaissement très notable du niveau en amont du barrage. La nappe adhérente, une fois établie, persiste jusqu'à la charge $h = 0^m,290$ à $0^m,295$; elle se reforme si on la détruit momentanément en y introduisant de l'air. Le coefficient m reste lui-même presque constant jusqu'à ce que l'on atteigne un deuxième point de transformation.

3° *Charges supérieures à* $0^m,310$. *Nappe noyée en dessous.* — En approchant de la limite $h = 0^m,295$, la nappe adhérente devient instable et fait place à une troisième forme plus allongée et bien connue : c'est la nappe noyée en dessous (Pl. 60, *fig.* 4). Le coefficient m subit en même temps une réduction importante : il redescend de $1,28m'$ à $1,19m'$ et, par suite, le niveau en amont du barrage se relève de $h = 0^m,295$ à $h = 0^m,310$. Si l'on continue ensuite à augmenter le débit, la nappe s'allonge peu à peu tandis que m décroît lentement ; pour la charge de $0^m,40$, on a $m = 1,12m'$.

Tel est l'ensemble des phénomènes observés lorsqu'on élève graduellement la charge de $0^m,05$ à $0^m,40$; si maintenant, une fois arrivé à la charge maximum, on diminue le débit de manière à repasser dans un ordre inverse par les mêmes états successifs de la nappe, on voit bien la nappe noyée en dessous faire place à la nappe adhérente qui reparait à la charge limite correspondante ; mais

en continuant à réduire le débit, cette dernière ne disparaît pas à sa limite inférieure $h = 0^m,210$; elle persiste jusqu'aux plus petites charges, à moins qu'on n'y introduise de l'air; dans ce cas, elle se détruit tout à coup et la nappe déprimée se reproduit dans les conditions que nous avons indiquées plus haut. On peut également obtenir l'adhérence dès les petites charges, en procédant avec quelque précaution et augmentant ensuite le débit sans secousse; la série des coefficients doit donc pour cette forme de nappe s'étendre jusqu'aux faibles charges. D'un autre côté, le point de passage de l'une à l'autre des deux formes (adhérente ou noyée) n'est pas absolument déterminé; aux environs de ce point, elles peuvent exister toutes deux pour un même débit; ainsi, pour les débits compris entre $0^{mc},335$ et $0^{mc},400$ par mètre courant de déversoir, nous avons obtenu, sur le déversoir de $0^m,75$, tantôt la nappe adhérente et tantôt la nappe noyée en dessous. Entre ces deux limites, la substitution d'une forme à l'autre s'opère quelquefois subitement et sans cause visible (vraisemblablement sous l'influence de petites variations de débit ou même de simples oscillations de la nappe).

Nous nous bornerons, pour le moment, à ce premier aperçu des phénomènes observés sur le déversoir de $0^m,75$, les mêmes transformations s'opérant entre des limites plus restreintes sur les déversoirs de hauteur moindre, et nous passerons aux expériences; leurs résultats seront résumés dans des tableaux faisant connaître, pour les différentes charges, le coefficient m déterminé, ainsi que nous l'avons vu dans le cas des nappes libres, par la comparaison des charges correspondantes à un même débit sur le déversoir soumis à l'étude et sur le déversoir type de $1^m,13$ de hauteur placé à l'origine de la rigole.

On se rendra plus facilement compte des variations de

m en comparant ce coefficient à celui des nappes libres m', que nous avons déterminé pour chaque déversoir dans notre premier article et que nous reproduirons à l'avant-dernière colonne des tableaux ci-après. La dernière colonne donnera le rapport $\frac{m}{m'}$ et permettra de juger de l'influence considérable qu'exerce l'état des nappes sur le débit des déversoirs.

Nappes déprimées. — Les nappes déprimées ont été étudiées sur les trois déversoirs de $0^m,75$, $0^m,50$ et $0^m,35$ de hauteur.

La transformation de la nappe déprimée en adhérente s'est produite lorsque la charge h atteignait environ les 3/10 de la hauteur p du déversoir; ce point de passage n'est pas, du reste, parfaitement déterminé et, en approchant de la charge limite, la nappe devient instable; des rentrées d'air accidentelles s'y produisent fréquemment et la modifient sans cesse (*). On ne doit plus s'attendre par conséquent à trouver dans la série des coefficients la régularité constatée sur les nappes libres; c'est ce que fait voir l'examen des valeurs successives du rapport $\frac{m}{m'}$. A peine supérieur à l'unité pour les petites charges, ce rapport croît avec h, d'abord assez lentement, puis très rapidement lorsque l'on approche de la charge limite; il paraît alors tendre vers 1,08 ou 1,09.

(*) Ces variations continuelles de la pression sous la nappe expliquent certaines anomalies que l'on constate dans les expériences de M. Boileau sur les nappes libres, c'est-à-dire détachées du barrage. Si l'on veut comparer ces résultats à ceux que nous avons obtenus sur nos nappes déprimées, il ne faut pas oublier que M. Boileau détermine la charge h par l'observation du niveau de l'eau dans un tube immergé contre la paroi amont du barrage. Ce procédé conduit à des valeurs de h plus grandes que le nivellement direct auquel nous avons eu recours et diminue par suite le coefficient de débit m.

Séries n°s 35 à 37.

NAPPES DÉPRIMÉES.

NUMÉROS des expériences	CHARGES OBSERVÉES au déversoir soumis à l'étude établi à 95m de l'origine h	CHARGES OBSERVÉES au déversoir de comparaison établi à l'origine H	VALEURS des rapports $\frac{H}{h}$	VALEURS des rapports $\frac{L}{l}\left(\frac{H}{h}\right)^{\frac{3}{2}}$	COEFFICIENTS du déversoir de comparaison M	COEFFICIENTS du déversoir soumis à l'étude m	COEFFICIENTS du déversoir de même hauteur à nappe libre $m_{1 à 3}$	VALEURS du rapport $\frac{m}{m_{1 à 3}}$

Série n° 35. — Déversoir de 0m,75 de hauteur.
Juin et juillet 1886. — Température moyenne de l'eau : 15°.

Déversoir soumis à l'étude : hauteur, 0m,751 ; largeur, l = 1m,992 ; — de comparaison : — 1 ,136 — L = 1 ,961 ; Rapp' $\frac{L}{l}$ = 0,9859.

	mètres	mètres						
1	0.0594	0,0604	1,0168	1,0108	0,4431	0,4479	0.4441	1,009
2	0.0659	0,0669	1,0152	1,0085	0,4408	0,4445	0.4419	1,006
3	0,0748	0,0763	1.0201	1,0157	0,4382	0.4451	0. 4394	1,013
4	0,0 62	0,0885	1,0267	1,0256	0,4355	0,4466	0,43 9	1,022
5	0,0978	0,1001	1.0235	1,0209	0,4336	0.4427	0.4349	1,016
6	0,1085	0.1112	4,0249	1,0230	0,4321	0.4420	0,4336	1,019
7	0,1166	0.1200	1,0292	1,0294	0.4310	0.4437	0 4329	1,025
8	0,1285	0.1325	1.0311	1,0322	0,4298	0.4436	0,4 22	1,026
9	0,1384	0.1428	1,0318	1,0333	0,4290	0 4433	0.43 8	1,027
10	0.1465	0,1517	1,0355	1,0388	0,4283	0.44 9	0,4317	1,031
11	0.1522	0,1585	1 0414	1 0477	0,4279	0.4483	0.4316	1,030
12	0,1643	0.1709	1.0402	1.0 59	0,4273	0,4469	0.4317	1,035
13	0,1717	0,1791	1,0431	1,0503	0.4269	0,4484	0.4318	1,038
14	0.18 7	0,1915	1,0539	1,0666	0,4265	0,4519	0.4321	1,053
15	0,1948	0,2056	1 0554	1,0689	0,4261	0.4555	0.4325	1,053
16	0,2001	0,2125	1,0620	1,0790	0,4260	0,4597	0,4 27	1,062
17	0 2054	0.2197	1.0696	1,09 6	0,4259	0,4645	0,4329	1,073
18	0.2110	0.2260	1.0711	1,0929	0,4258	0,4 51	0,4331	1,075
19	0,2236	0,2400	1,0733	1,0962	0 4258	0.4608	0.4337	1,076
20	0,2327	0,2499	1,0739	1,0972	0,4259	0,4673	0, 341	1,076

Série n° 36. — Déversoir de 0m,50 de hauteur.
Juin et juillet 1886. — Température moyenne de l'eau : 17° 5.

Déversoir soumis à l'étude : hauteur, 0m,497 ; largeur, l = 1m,989 ; — de comparaison : — 1 ,136 — L = 1 ,963 ; Rapp' $\frac{L}{l}$ = 0,9869.

1	0.0495	0 0507	1.0242	1,0220	0,4481	0,4584	0,4494	1,020
2	0,0593	0,0611	1,0304	1,0322	0,4428	0 4571	0,4448	1,028
3	0 0685	0.0708	1,0336	1,0370	0,4396	0,4559	0.4419	1,032
4	0,0779	0,0808	1 0372	1,0425	0,4370	0,4556	0.4395	1,037
5	0.0881	0,0911	1,0341	1,0378	0,4350	0,4514	0.4375	1,032
6	0,0968	0,1001	1,0341	1,0378	0,4336	0,4500	0,4364	1,032
7	0,1077	0,1118	1.0381	1.0438	0,4320	0,4509	0.4353	1,036
8	0.1167	0.1217	1,0428	1,0539	0.4308	0,4527	0.4350	1,041
9	0.1218	0.1285	1.0550	1,0694	0,4301	0.4599	0,4349	1,057
10	0,1295	0,1394	1,0764	1,1022	0,4292	0,47 1	0,43 4	1,087

Série n° 37. — Déversoir de 0m,35 de hauteur.
Juillet 1886. — Température moyenne de l'eau : 20°.

Déversoir soumis à l'étude : hauteur, 0m,352 ; largeur, l = 1m,991 ; — de comparaison : — 1 ,135 — L = 1 ,965 ; Rapp' $\frac{L}{l}$ = 0,9869.

1	0,0706	0.0731	1,0354	1,0398	0,4389	0.4564	0.4424	1,032
2	0.0748	0,0786	1,0508	1, 631	0,4375	0.4651	0,4411	1,054
3	0,0848	0,0903	1,0649	1,0845	0,4350	0.4717	0.4397	1,073
4	0,0864	0.0921	1,0660	1,0862	0 4349	0.4 24	0,4395	1,075
5	0.0937	0,1002	1,0694	1.0914	0,4336	0,4732	0.43 9	1,078

Les rentrées d'air ont nécessairement pour effet d'empêcher le contact de la nappe avec la face aval du barrage et par suite de retarder sa transformation en nappe adhérente; cette transformation peut même ne pas se produire, si quelque circonstance particulière, par exemple, une irrégularité dans les parois du canal, favorise la rentrée de l'air. Nous avons ainsi prolongé jusqu'à la charge $h = 0^m,32$ l'existence de la nappe déprimée sur le déversoir de $0^m,75$, en plongeant rapidement et à intervalles réguliers de quelques secondes l'extrémité d'un bâton dans l'intérieur de la nappe, et nous avons obtenu les résultats suivants :

Série n° 38.

NAPPES DÉPRIMÉES PROLONGÉES AU DELA DE LEUR POINT DE TRANSFORMATION.

Déversoir de $0^m,75$ de hauteur.

Juin 1886. — Température moyenne de l'eau : 15°.

Déversoir soumis à l'étude : hauteur, $0^m,751$; largeur, $l = 1^m,992$
— de comparaison : — $1\ ,136$ — $L = 1\ ,964$ } Rapp^t $\frac{L}{l} = 0.9859$.

NUMÉROS des expériences	CHARGES OBSERVÉES au déversoir soumis à l'étude établi à 95^m de l'origine h	CHARGES OBSERVÉES au déversoir de comparaison établi à l'origine H	VALEURS des rapports $\frac{H}{h}$	VALEURS des rapports $\frac{L}{l}\left(\frac{H}{h}\right)^{\frac{3}{2}}$	COEFFICIENTS du déversoir de comparaison M	COEFFICIENTS du déversoir soumis à l'étude m	COEFFICIENTS du déversoir de même hauteur à nappe libre m_1	VALEUR du rapport $\frac{m}{m_1}$
	mètres	mètres						
1	0 2378	0,2589	1,0887	1,1200	0,4260	0,4771	0,4344	1,098
2	0,2431	0,2635	1,0839	1,1126	0 4261	0 4741	0,4347	1,091
3	0,2474	0,2685	1,0853	1,1147	0,4262	0,4751	0,4349	1,092
4	0,2578	0,2791	1,0826	1,1105	0,4263	0,4734	0,4354	1,087
5	0,2697	0,2894	1,0730	1,0958	0,4264	0.4672	0.4359	1,072
6	0,2860	0,3053	1,0675	1.0873	0,4267	0,4640	0,4367	1,063
7	0,3219	0.3426	1,0643	1,0825	0,4274	0,4627	0,4387	1,055

On voit que, dans ce cas, le rapport $\frac{m}{m'}$, après avoir

atteint un maximum d'environ 1,10 près du point de transformation, décroît ensuite peu à peu lorsque l'on passe aux charges supérieures; on n'a plus alors en réalité une nappe déprimée, mais bien une sorte de nappe noyée en dessous analogue à celles que nous étudierons plus loin.

Nappes adhérentes. — Ces nappes ont d'abord été étudiées sur quatre déversoirs de $0^m,75$, $0^m,50$, $0^m,35$ et $0^m,24$ de hauteur, présentant le même dispositif que notre déversoir type de $1^m,13$, c'est-à-dire couronnés par une crête mince en tôle. Nous avons cru devoir renouveler ensuite ces expériences en substituant à ce dispositif celui qu'avait adopté M. Boileau pour son barrage type; il consiste à abattre suivant un biseau incliné à 45° l'angle aval de la poutrelle supérieure (Pl. 60, *fig.* 12); la crête du déversoir se trouve ainsi constituée par une arête vive surmontant la face amont du barrage, comme dans le dispositif que nous avions d'abord adopté, mais, au lieu de se réduire à une lame métallique isolée, cette crête forme le couronnement d'un plan incliné à 45°; afin de la rendre parfaitement invariable, nous l'avons armée d'une lame métallique tranchante. L'épaisseur du barrage a été uniformément de $0^m,10$; on verra plus loin que cette épaisseur joue un rôle important dans la production des nappes adhérentes.

Occupons-nous en premier lieu des résultats obtenus sur les déversoirs à crête mince. Les nappes adhérentes peuvent, comme il a été dit plus haut, être produites en débutant par de très faibles charges et augmentant lentement le débit; on observe alors que, pour les petites charges, la nappe n'est adhérente qu'à la lame de tôle qui couronne le barrage et au plan incliné qui lui fait suite; à partir de l'arête inférieure de ce plan, elle reste détachée de la paroi aval du barrage (Pl. 60, *fig.* 5). En

cet état, elle vibre fortement (*), et sa surface, qui paraît couverte de stries horizontales produites par l'état vibratoire, n'est qu'à demi-transparente (**). Si l'on touche la partie adhérente de la nappe avec une baguette, une rentrée d'air se produit et les vibrations cessent instantanément; l'adhérence disparaît en même temps, et l'on n'a plus qu'une nappe déprimée à surface lisse semblable à celles qui ont fait l'objet des expériences rapportées précédemment.

Il arrive parfois aussi, pour ces faibles charges, que la nappe, en restant détachée à sa partie supérieure, se rattache par le bas au pied du barrage, enfermant ainsi au-dessus de la poutrelle supérieure un certain volume d'air (Pl. 60, *fig.* 6). Cette adhérence incomplète est le plus souvent instable, et l'on voit alors la partie inférieure de la nappe se détacher et se rattacher périodiquement à quelques secondes d'intervalle; les rentrées d'air qui ont lieu à chaque oscillation produisent un bruit assez intense et tout particulier, analogue à une sorte de mugissement. L'écoulement s'opérant dans des conditions intermédiaires entre l'état de la nappe déprimée et celui de la nappe adhérente, le coefficient m est inférieur à celui des nappes adhérentes proprement dites. La série n° 39 se rapporte à un cas de ce genre :

(*) Ce phénomène a été également observé par M. Boileau. (Voir *Traité de la mesure des eaux courantes*, p. 43).

(**) Nous avons plusieurs fois essayé d'apprécier la durée de ces vibrations en comptant mentalement un nombre déterminé de vibrations (50 par exemple), et notant en même temps leur durée totale; nous avons obtenu pour la durée d'une vibration un chiffre à peu près constant de 1/10 de seconde.

Série n° 39.

NAPPES ADHÉRENTES SEULEMENT PAR LEUR PARTIE INFÉRIEURE.

Déversoir de 0,35 de hauteur.

Juillet 1886. — Température moyenne de l'eau : 19°5.

Déversoir soumis à l'étude : hauteur. 0m,352 ; largeur, l = 1m,990 } Rapp^t $\frac{L}{l}$ = 0,9869.
— de comparaison : — 1 ,135 — L = 1 ,964 }

NUMÉROS des expériences	CHARGES OBSERVÉES		VALEURS des rapports		COEFFICIENTS			VALEUR du rapport $\frac{m}{m_2}$
	au déversoir soumis à l'étude établi à 95m de l'origine h	au déversoir de comparaison établi à l'origine H	$\frac{H}{h}$	$\frac{L}{l}\left(\frac{H}{h}\right)^{\frac{3}{2}}$	du déversoir de comparaison M	du déversoir soumis à l'étude m	du déversoir de même hauteur à nappe libre m_2	
	mètres	mètres						
1	0,0179	0,0517	1,0793	1,1066	0,4476	0,4953	0,4505	1,099
2	0,0563	0,0603	1,0710	1,0939	0,4431	0,4847	0,4470	1,084
3	0,0820	0,0912	1 1122	1,1575	0,4350	0,5035	0,4400	1,144
4	0,0920	0,1036	1,1261	1,1793	0,4331	0,5108	0,4390	1,164
5	0,0981	0,1095	1,1162	1,1639	0,4323	0,5031	0,4388	1,147

Il est inutile de s'arrêter à ces curieux phénomènes qui, dépendant en grande partie de la forme de la crête du déversoir, ne peuvent être exactement définis et varieraient suivant le dispositif employé. Revenons donc au cas général : lorsque l'adhérence s'est produite sur toute la hauteur de la face aval du déversoir, la nappe s'applique étroitement contre le barrage en présentant une surface verticale couverte de cannelures également verticales (Pl. 60, *fig.* 3 et 10). Le bruit même de la chute se modifie et, sur les déversoirs élevés, la partie supérieure de la nappe, se trouvant en surplomb, laisse échapper des aigrettes qui tombent en avant avec un bruit caractéristique, rappelant celui d'une averse.

Lorsque l'on introduit dans la nappe un corps étranger, il se produit une forte rentrée d'air accusant une

non-pression, c'est-à-dire une différence de pression entre l'atmosphère et l'intérieur de la nappe. L'adhérence ne se rétablit pas si la charge est inférieure à celle qui est nécessaire pour transformer la nappe déprimée en adhérente; si, au contraire, elle est supérieure à cette limite, la nappe adhérente se reconstitue par l'élimination progressive de l'air introduit. Toutefois, lorsque la charge est très voisine de la limite supérieure vers laquelle se produit la transformation de la nappe adhérente en nappe noyée en dessous, c'est cette dernière qui apparait après l'élimination de l'air; elle est, du reste, plus stable que la nappe adhérente et se reconstitue plus facilement après une rentrée d'air.

Les nappes adhérentes observées sur les déversoirs à crête mince forment quatre séries :

Séries n° 40 à 43.

NAPPES ADHÉRENTES.

Déversoirs de 0m,10 d'épaisseur couronnés par une crête en mince paroi.

Numéros des expériences	Charges observées au déversoir soumis à l'étude h	Charges observées au déversoir de comparaison établi à l'origine H	Valeurs des rapports $\frac{H}{h}$	Valeurs des rapports $\frac{L}{l}\left(\frac{H}{h}\right)^{\frac{3}{2}}$	Coefficients du déversoir de comparaison M	Coefficients du déversoir soumis à l'étude m	Coefficients du déversoir de même hauteur à nappe libre $m_{1,44}$	Valeurs du rapport $\frac{m}{m_{1,44}}$
Série n° 40. — Déversoir de 0m,75 de hauteur établi à 95 mètres de l'origine. Juin et juillet 1886. — Température moyenne de l'eau : 15°. Déversoir soumis à l'étude : hauteur, 0m,751 ; largeur, l = 1m,992 ; — de comparaison : — 1 ,136 — L = 1 ,963 ; Rappt $\frac{L}{l}$ = 0,9854.								
	mètres	mètres						
1	0,0438	0,0504	1,1507	1,2164	0,4483	0,5453	0,4530	1,2[illegible]
2	0,0503	0,0574	1,1412	1,2013	0,4446	0,5341	0,4486	1,1[illegible]
3	0,0610	0,0696	1,1410	1,2010	0,4399	0,5283	0,4435	1,1[illegible]
4	0,0693	0,0791	1,1414	1,2016	0,4374	0,5256	0,4408	1,1[illegible]
5	0,0765	0,0881	1,1516	1,2178	0,4356	0,5305	0,4390	1,2[illegible]
6	0,0870	0,0997	1,1460	1,2089	0,4336	0,5242	0,4367	1,2[illegible]
7	0,0949	0,1095	1,1538	1,2213	0,4323	0,5280	0,4354	1,21[illegible]
8	0,1047	0,1207	1,1528	1,2196	0,4309	0,5255	0,4340	1,21[illegible]
9	0,1135	0,1315	1,1586	1,2289	0,4299	0,5283	0,4331	1,22[illegible]
10	0,1213	0,1405	1,1583	1,2284	0,4292	0,5271	0,4325	1,21[illegible]
11	0,1251	0,1463	1,1695	1,2462	0,4287	0,5342	0,4323	1,2[illegible]
12	0,1343	0,1580	1,1765	1,2575	0,4279	0,5381	0,4320	1,246
13	0,1448	0,1709	1,1802	1,2634	0,4273	0,5399	0,4317	1,251
14	0,1544	0,1815	1,1755	1,2559	0,4268	0,5360	0,4316	1,242
15	0,1614	0,1911	1,1840	1,2695	0,4265	0,5414	0,4316	1,25[illegible]
16	0,1662	0,1973	1,1871	1,2745	0,4263	0,5433	0,4317	1,259
17	0,1683	0,2001	1,1889	1,2774	0,4262	0,5444	0,4318	1,261
18	0,1758	0,2105	1,1974	1,2912	0,4260	0,5501	0,4319	1,27[illegible]
19	0,1838	0,2207	1,2008	1,2968	0,4259	0,5523	0,4321	1,278
20	0,1896	0,2278	1,2015	1,2978	0,4258	0,5526	0,4323	1,278
21	0,1978	0,2379	1,2027	1,2997	0,4258	0,5534	0,4326	1,279
22	0,2076	0,2506	1,2071	1,3068	0,4259	0,5566	0,4330	1,285
23	0,2150	0,2588	1,2037	1,3012	0,4260	0,5543	0,4333	1,279
24	0,2230	0,2697	1,2094	1,3104	0,4262	0,5585	0,4337	1,288
25	0,2313	0,2786	1,2045	1,3026	0,4263	0,5553	0,4341	1,279
26	0,2364	0,2868	1,2132	1,3167	0,4264	0,5614	0,4343	1,293
27	0,2476	0,2998	1,2108	1,3128	0,4266	0,5600	0,4349	1,288
28	0,2498	0,3018	1,2082	1,3086	0,4266	0,5582	0,4350	1,283
29	0,2587	0,3128	1,2091	1,3101	0,4268	0,5592	0,4354	1,284
30	0,2630	0,3182	1,2099	1,3114	0,4269	0,5598	0,4356	1,285
31	0,2730	0,3295	1,2070	1,3067	0,4271	0,5581	0,4361	1,280
32	0,2810	0,3400	1,2100	1,3116	0,4273	0,5604	0,4365	1,284
33	0,2872	0,3464	1,2061	1,3053	0,4274	0,5578	0,4368	1,277
Série n° 41. — Déversoir de 0m,50 de hauteur établi à 95 mètres de l'origine. Juin et juillet 1886. — Température moyenne de l'eau : 17°5. Déversoir soumis à l'étude : hauteur, 0m,497 ; largeur, l = 1m,989 ; — de comparaison : — 1 ,136 — L = 1 ,963 ; Rappt $\frac{L}{l}$ = 0,9869.								
1	0,0469	0,0539	1,1493	1,2160	0,4465	0,5429	0,4509	1,204
2	0,0551	0,0638	1,1579	1,2297	0,4419	0,5434	0,4467	1,216
3	0,0644	0,0744	1,1553	1,2255	0,4387	0,5376	0,4431	1,213
4	0,0723	0,0836	1,1563	1,2271	0,4365	0,5356	0,4408	1,215
5	0,0784	0,0904	1,1531	1,2220	0,4351	0,5317	0,4394	1,210
6	0,0942	0,1086	1,1529	1,2217	0,4324	0,5283	0,4365	1,210
7	0,1047	0,1206	1,1519	1,2201	0,4309	0,5257	0,4355	1,207

NUMÉROS des expériences	CHARGES OBSERVÉES au déversoir soumis à l'étude h	au déversoir de comparaison établi à l'origine H	VALEURS des rapports $\frac{H}{h}$	$\frac{L}{l}\left(\frac{H}{h}\right)^{\frac{3}{2}}$	COEFFICIENTS du déversoir de comparaison M	du déversoir soumis à l'étude m	du déversoir de même hauteur à nappe libre $m_{1 \text{ à } 4}$	VALEUR du rapport $\frac{m}{m_{1 \text{ à } 4}}$
	mètres	mètres						
8	0.1125	0,1296	1,1520	1,2203	0,4300	0,5247	0,4351	1,206
9	0,1200	0,1397	1,1612	1,2397	0,4292	0,5421	0,4349	1,223
10	0.1280	0,1508	1,1781	1,2619	0,4283	0,5405	0,4351	1,242
11	0.1368	0,1624	1,1871	1,2765	0,4277	0,5460	0,4353	1,254
12	0,1460	0,1723	1,1815	1,2675	0,4272	0,5415	0,4357	1,243
13	0,1519	0,1802	1,1863	1,2752	0,4269	0,5444	0,4360	1,249
14	0.1609	0,1920	1,1933	1,2864	0,4264	0,5485	0,4365	1,257
15	0,1671	0,2001	1,1975	1,2932	0,4262	0,5512	0,4368	1,262
16	0,1762	0,2108	1,1964	1,2915	0,4260	0,5502	0,4374	1,258
17	0,1826	0,2182	1,1950	1,2892	0,4259	0 5491	0,4379	1,254
18	0,1875	0,2246	1,1979	1,2939	0,4259	0,5511	0,4382	1,258
19	0,1914	0,2291	1,1985	1,2949	0,4258	0,5514	0,4385	1,257
20	0,1949	0,2342	1,2016	1,2999	0,4258	0,5535	0,4388	1,261
21	0,1983	0,2395	1,2078	1,3100	0,4258	0,5578	0,4391	1,270
22	0,2026	0,2448	1,2083	1,3108	0,4258	0,5581	0,4394	1,270
23	0,2065	0,2493	1,2073	1,3091	0,4259	0,5575	0,4397	1,268

Série n° 42. — Déversoir de 0m,35 de hauteur établi à 95 mètres de l'origine.
Juillet 1886. — Température moyenne de l'eau : 19°5.

Déversoir soumis à l'étude : hauteur, 0m,352; largeur, l = 1m,991 } Rapp^t $\frac{L}{l}$ = 0,9869.
— de comparaison : — 1 ,135 — L = 1 ,965 }

1	0.0454	0,0522	1,1498	1,2167	0,4473	0,5442	0,4521	1,204
2	0,0538	0,0620	1,1524	1,2209	0,4426	0,5404	0,4480	1,206
3	0,0619	0,0715	1,1551	1,2252	0,4394	0,5384	0,4449	1,210
4	0,0700	0,0810	1,1571	1,2284	0,4370	0,5368	0,4425	1,213
5	0,0769	0,0884	1,1495	1,2163	0,4355	0,5297	0,4410	1,201
6	0,0856	0,0997	1,1647	1,2405	0,4337	0,5380	0,4396	1,224
7	0.0960	0,1123	1,1698	1,2486	0,4319	0,5393	0,4389	1,229
8	0,1024	0,1201	1,1729	1,2537	0,4310	0,5403	0,4389	1,231
9	0,1118	0,1308	1,1699	1,2488	0,4299	0,5369	0,4392	1,222
10	0,1198	0,1413	1,1795	1,2642	0,4291	0,5423	0,4396	1,234
11	0,1279	0,1511	1,1814	1,2673	0,4283	0,5428	0,4402	1,233
12	0.1344	0,1596	1,1875	1,2770	0,4278	0,5463	0,4407	1,240
13	0.1448	0,1727	1,1927	1,2855	0,4272	0,5492	0,4418	1,243
14	0.1487	0,1776	1,1944	1,2882	0,4270	0,5501	0,4423	1,244
15	0,1511	0.1803	1,1932	1,2863	0,4269	0,5491	0,4425	1.241
16	0·1517	0,1818	1,1984	1,2947	0,4268	0,5526	0,4426	1,249

Série n° 43. — Déversoir de 0m,24 de hauteur établi à 65 et à 167 mètres de l'origine.
Mai et juin 1888. — Température de l'eau : en mai, 15°5; en juin, 18°.

Dévers^r soumis à l'étude : haut^r { en mai : 0m,247 ; larg^r, l_1 = 2m,0000 ; en juin : 0 ,248 — l_2 = 2 ,0010 } Rapp^{ts} { $\frac{L}{l_1}$ = 0,9993. $\frac{L}{l_2}$ = 0,9988.
— de comparaison : — 1 ,135 — L = 1 ,9985 }

1 (1)	0,0504	0,0569	1,1290	1,1982	0,4448	0,5330	0,4504	1,183
2 (1)	0,0601	0,0673	1,1198	1.1836	0,4407	0,5216	0,4468	1,167
3 (1)	0 0672	0,0768	1,1429	1,2204	0,4380	0,5345	0,4452	1,201
4 (1)	0,0770	0,0875	1,1364	1,2100	0,4337	0,5272	0,4440	1,187
5 (2)	0.0880	0.1005	1.1420	1,2195	0,4335	0,5287	0,4440	1,191
6 (1)	0,0934	0,1080	1,1563	1,2419	0,4325	0,5371	0,4443	1,209
7 (2)	0.1038	0,1191	1,1474	1,2282	0,4311	0,5295	0,4452	1,189
8 (1)	0.1090	0,1264	1,1596	1,2472	0,4304	0,5368	0,4458	1.204

(1) Expériences exécutées en juin à 65 mètres de l'origine (n°s 1 à 4, 6 et 8).
(2) Expériences exécutées en mai à 167 mètres de l'origine (n°s 5 et 7).

Déterminons d'abord la limite supérieure vers laquelle disparaît la nappe adhérente. Sa transformation en nappe noyée en dessous est beaucoup plus nette que celle de la nappe déprimée, toujours modifiée par des rentrées d'air accidentelles; elle se produit instantanément, avec ou sans rentrée d'air, lorsqu'en augmentant graduellement le débit, on atteint une certaine charge; mais cette limite n'est pas absolument fixe et, si, après avoir obtenu par accroissement de la charge la nappe noyée en dessous, on diminue progressivement le débit pour reproduire la nappe adhérente, il faut, pour y parvenir, redescendre généralement au-dessous du débit qui avait produit la première transformation. En d'autres termes, l'écoulement peut, entre certaines limites, se faire indifféremment sous l'une ou l'autre des deux formes. Ainsi l'on a pu, sur le déversoir de $0^{m},75$, en augmentant lentement le débit, prolonger l'existence de la nappe adhérente jusqu'à la charge $0^{m},292$ (débit correspondant par mètre courant de déversoir : $0^{mc},396$) et, la transformation en nappe noyée en dessous une fois opérée, cette dernière nappe s'est maintenue, malgré la réduction graduelle du débit, jusqu'à la charge $0^{m},267$ (débit correspondant : $0^{mc},322$). Sur le déversoir de $0^{m},50$, les mêmes limites de charge ont été $0^{m},211$ et $0^{m},197$ (débits correspondants : $0^{mc},244$ et $0^{mc},203$). Sur les déversoirs peu élevés de $0^{m},35$ et $0^{m},24$, ces limites se resserrent beaucoup; on a cependant obtenu pour une même charge $0^{m},154$ (déversoir de $0^{m},35$) et $0^{m},115$ (déversoir de $0^{m},24$) l'une ou l'autre des deux formes (*).

On voit que la transformation a eu lieu lorsque la charge h était à peu près égale aux 4/10 de la hauteur du barrage; mais ce n'est pas ainsi que la question *doit*

(*) Il ne faut pas oublier qu'à une même charge correspondent des débits différents suivant la forme de la nappe.

être considérée et le changement de forme de la nappe ne dépend qu'indirectement du rapport de la charge à la hauteur absolue du barrage ; il résulte de la hauteur d'eau à son pied, laquelle est subordonnée aux conditions de l'écoulement en aval. Si l'on modifie ces conditions, on déplace en même temps le point de transformation. Afin de nous en assurer, nous avons relevé sur une certaine longueur le fond de la rigole de manière à créer une chute de 0m,40 et, immédiatement en amont de cette chute, nous avons établi un barrage de 0m,35 de hauteur (Pl. 60, *fig* 15); la crête de ce nouveau déversoir se trouvait ainsi à 0m,75 au-dessus du fond de la rigole en aval, de même que celle du déversoir de 0m,75 qui avait fait l'objet de la série n° 40. L'expérience a ensuite été renouvelée en donnant à la chute une hauteur de 0m,51 et la couronnant par un barrage de 0m,24, qui avait, par suite, comme le précédent, 0m,75 de hauteur au-dessus du fond d'aval. Ainsi qu'on pouvait le présumer, les points de transformation sur ces deux nouveaux déversoirs ont coïncidé à peu de chose près avec celui de la série n° 40 (déversoir de 0m,75), et non plus avec ceux des séries nos 42 et 43 (déversoirs de 0m,35 et 0m,24 sans chute en aval) ; c'est ce que montre la comparaison des chiffres ci-après :

	LIMITE SUPÉRIEURE de la nappe adhérente obtenue par augmentation progressive du débit; la nappe disparait à la charge	LIMITE INFÉRIEURE de la nappe noyée en-dessous obtenue par diminution progressive du débit; la nappe adhérente reparait à la charge
	mètres	mètres
Déversoir de $0^m,75$ sans chute à l'aval. . .	0,292	0,267
— de 0 ,35 avec chute de $0^m,40$. .	0,278	0,263
— de 0 ,24 — de 0 ,51. .	n'a pu être observée, la nappe se détachant du barrage avant la transformation	0,259

La limite supérieure de la nappe adhérente a donc été en s'abaissant un peu avec la hauteur du déversoir au-dessus du fond d'amont; cet abaissement est dû à l'influence de la vitesse d'arrivée qui tend à détacher la nappe. Sur le déversoir de $0^m,24$, cette influence a même été assez grande pour empêcher l'adhérence au delà de la charge $0^m,236$, la nappe se détachant du barrage avant de se transformer.

Les résultats de ces deux nouvelles séries sont renfermés dans les tableaux ci-après :

Séries n°s 44 et 45.

NAPPES ADHÉRENTES.

Déversoirs couronnés par une crête en mince paroi, avec chute au pied du barrage.

NUMÉROS des expériences	CHARGES OBSERVÉES au déversoir soumis à l'étude h	au déversoir de comparaison établi à l'origine H	VALEURS des rapports $\frac{H}{h}$	$\frac{L}{l}\left(\frac{H}{h}\right)^{\frac{3}{2}}$	COEFFICIENTS du déversoir de comparaison M	du déversoir soumis à l'étude m	du déversoir de même hauteur à nappe libre $m_{3\,et\,4}$	VALEURS du rapport $\frac{m}{m_{3\,et\,4}}$
Série n° 44. — Déversoir de 0^m,35 de hauteur, avec chute de 0^m,40, établi à 167 mètres de l'origine. Octobre 1889. — Température moyenne de l'eau : 11°. Déversoir soumis à l'étude : hauteur, 0^m,353 ; largeur, l = 1^m,9970 ; — de comparaison : — 1 ,135 — L = 1 ,9955 ; Rapp^t $\frac{L}{l}$ = 0.9992.								
	mètres	mètres						
1	0,0918	0,1094	1,1540	1,2337	0,4323	0,5355	0,4389	1,220
2	0,1158	0,1335	1,1528	1,2367	0,4297	0,5445	0,4494	1,210
3	0,1324	0,1565	1,1820	1,2840	0,4289	0,5496	0,4515	1,218
4	0,1557	0,1852	1,1895	1,2963	0,4267	0,5531	0,4431	1,248
5	0,1701	0,2038	1,1981	1,3104	0,4261	0,5584	0,4450	1,255
6	0,1898	0,2292	1,2076	1,3260	0,4258	0,5646	0,4477	1,261
7	0,2118	0,2572	1,2144	1,3372	0,4260	0,5697	0,4509	1,263
8	0,2335	0,2872	1,2300	1,3631	0,4264	0,5812	0,4540	1,280
9	0,2491	0,3083	1,2362	1,3734	0,4268	0,5862	0,4563	1,285
10	0,2628	0,3263	1,2416	1,3824	0,4270	0,5903	0,4583	1,288
11	0,2714	0,3362	1,2388	1,3778	0,4272	0,5886	0,4595	1,281
Série n° 45. — Déversoir de 0^m,24 de hauteur, avec chute de 0^m,51, établi à 167 mètres de l'origine. Octobre 1889. — Température moyenne de l'eau : 11°. Déversoir soumis à l'étude : hauteur, 0^m,245 ; largeur, l = 1^m,996 ; — de comparaison : — 1 ,135 — L = 1 ,996 ; Rapp^t $\frac{L}{l}$ = 1,0000.								
1	0,0896	0,1035	1,1551	1,2415	0,4331	0,5377	0,4441	1,211
2	0,1065	0,1263	1,1859	1,2914	0,4304	0,5558	0,4455	1,248
3	0,1227	0,1460	1,1899	1,2980	0,4287	0,5565	0,4477	1,243
4	0,1393	0,1674	1,2017	1,3173	0,4274	0,5630	0,4503	1,250
5	0,1543	0,1867	1,2100	1,3310	0,4266	0,5678	0,4530	1,253
6	0,1687	0,2058	1,2199	1,3474	0,4261	0,5741	0,4558	1,260
7	0,1821	0,2245	1,2328	1,3688	0,4259	0,5830	0,4583	1,272
8	0,1966	0,2425	1,2335	1,3700	0,4258	0,5833	0,4612	1,265
9	0,2074	0,2584	1,2459	1,3907	0,4260	0,5924	0,4634	1,278
10	0,2179	0,2721	1,2487	1,3954	0,4262	0,5947	0,4655	1,278
11	0,2239	0,2811	1,2555	1,4068	0,4263	0,5997	0,4667	1,285
12	0,2321	0,2918	1,2572	1,4096	0,4264	0,6011	0,4683	1,284
13	0,2356	0,2983	1,2661	1,4246	0,4266	0,6077	0,4690	1,296

Étudions maintenant la marche des valeurs de m. Un examen sommaire des tableaux montre que ce coefficient va en croissant sur chaque déversoir avec la charge h ;

en passant d'un déversoir à l'autre, il augmente, à égalité de charge, lorsque la hauteur du barrage diminue; cette augmentation, facile à prévoir, résulte de la vitesse d'arrivée. Mais le rapport $\frac{m}{m'}$, qui croît de même avec la charge, est, sauf quelques anomalies, sensiblement constant dans toutes les séries. Condensons les résultats pour en rendre la comparaison plus facile en formant des moyennes par groupes de charges :

GROUPES DE CHARGES	DÉVERSOIRS						MOYENNE des valeurs de $\frac{m}{m_1 \text{ à } _4}$ (la série n° 43 exceptée)
	de 0m,75 — Série n° 40	de 0m,50 — Série n° 41	de 0m,35 — Série n° 42	de 0m,35, avec chute de 0m,40 — Série n° 44	de 0m,24 — Série n° 43	de 0m,24 avec chute de 0m,51 — Série n° 45	
	VALEURS ABSOLUES DU COEFFICIENT m						
mètres — mètres							
0,050 à 0,075. . . .	0,5294	0,5389	0,5385	»	0,5297	»	
0,075 à 0,100 . . .	0,5276	0,5300	0,5337	0,5355	0,5310	0,5377	
0,100 à 0,125. . . .	0,5270	0,5275	0,5298	0,5315	0,5332	0,5362	
0,125 à 0,150. . . .	0,5371	0,5427	0,5471	0,5496	»	0,5630	
0,150 à 0,175. . . .	0,5413	0,5480	0,5508	0,5558	»	0,5710	
0,175 à 0,200 . . .	0,5521	0,5522	»	0,5617	»	0,5832	
0,200 à 0,225. . . .	0,5565	0,5578	»	0,5697	»	0,5906	
0,225 à 0,250. . . .	0,5587	»	»	0,5837	»	0,6014	
0,250 à 0,275. . . .	0,5590	»	»	0,5895	»	»	
0,275 à 0,300. . . .	0,5591	»	»	»	»	»	
	VALEURS DES RAPPORTS						
mètres — mètres	$\frac{m}{m_1}$	$\frac{m}{m_2}$	$\frac{m}{m_3}$	$\frac{m}{m_3}$	$\frac{m}{m_4}$	$\frac{m}{m_4}$	
0,050 à 0,075. . . .	1,191	1,215	1,210	»	1,181	»	1,205
0,075 à 0,100. . . .	1,207	1,210	1,218	1,220	1,196	1,211	1,213
0,100 à 0,125. . . .	1,217	1,212	1,229	1,210	1,197	1,216	1,223
0,125 à 0,150. . . .	1,244	1,246	1,240	1,248	»	1,250	1,248
0,150 à 0,175. . . .	1,254	1,256	1,215	1,252	»	1,257	1,252
0,175 à 0,200. . . .	1,277	1,260	»	1,261	»	1,259	1,267
0,200 à 0,225. . . .	1,284	1,269	»	1,263	»	1,280	1,271
0,225 à 0,250. . . .	1,286	»	»	1,283	»	1,290	1,286
0,250 à 0,275. . . .	1,283	»	»	1,285	»	»	1,284
0,275 à 0,300. . . .	1,281	»	»	»	»	»	1,281

On voit que, pour une même charge, les valeurs de m vont bien en croissant à mesure que la hauteur du bar-

rage diminue; il faut en excepter la série n° 43, dans laquelle, en raison de la trop faible hauteur du déversoir au-dessus du fond, la nappe a été influencée par l'aval. Quant aux rapports $\frac{m}{m'}$, en laissant de côté, pour le motif que nous venons d'indiquer, la série n° 43, ils diffèrent peu d'un déversoir à l'autre et leur moyenne donne une série régulièrement croissante.

Nous avons dit plus haut que la pression sous la nappe, pression à laquelle sont étroitement liées les valeurs du coefficient m, est inférieure à celle de l'atmosphère. Pour la déterminer, un double manomètre a été installé à chaque déversoir (Pl. 61, *fig.* 2, 3 et 4); deux tuyaux en plomb de 5 millimètres de diamètre étaient logés parallèlement à la crête et à un centimètre au-dessous, du côté d'aval. L'un de ces tuyaux se recourbait en descendant le long de la face aval du barrage et aboutissait à un tube vertical en verre muni d'une échelle graduée; nous appellerons ce tube le manomètre à eau. L'autre tuyau était, au contraire, relevé au-dessus du déversoir et relié par un tuyau en caoutchouc à l'une des branches d'un grand tube en U (manomètre à air) solidement fixé sur un poteau. Avant d'établir l'écoulement dans la rigole, on commençait par remplir le manomètre à eau jusqu'au trait correspondant au niveau de l'orifice débouchant contre la crête du barrage; on remplissait de même le tube recourbé du manomètre à air jusqu'au zéro de la double échelle. Dès que l'écoulement était établi, on voyait l'eau baisser dans le premier manomètre au-dessous du trait, tandis qu'une dénivellation se produisait également entre les deux colonnes liquides du manomètre à air. Ces dénivellations accusaient par suite l'aspiration ou non-pression qui se produisait dans la masse d'eau tourbillonnant sans mouvement de translation au-dessous de la nappe.

On a mesuré ainsi les non-pressions pour toutes les charges. Les indications des deux instruments se contrôlaient réciproquement et ont été parfaitement d'accord. Nous renvoyons à la fin du mémoire les tableaux contenant les données immédiates de ces mesurages et nous en présenterons seulement ici le résumé graphique (Pl. 61, *fig.* 1); nous prendrons pour abscisses les charges h et pour ordonnées les non-pressions P_0 correspondantes. Chaque mesure de P_0 sera ainsi figurée par un point portant le n° 1, 2, 3 ou 4, suivant qu'il s'agira du déversoir de $0^m,75$, $0^m,50$, $0^m,35$ ou $0^m,24$. En faisant abstraction de quelques anomalies, provenant sans doute des oscillations continuelles des colonnes manométriques, on constate que, pour une même charge h, les valeurs de P_0 restent sensiblement les mêmes sur les 4 déversoirs; elles croissent régulièrement avec h et l'on peut tracer une courbe moyenne le long de laquelle viennent s'échelonner, en occupant un arc de plus en plus étendu, les points correspondants aux déversoirs de $0^m,24$, $0^m,35$, etc. On reconnaît toutefois, qu'à l'extrémité de chaque série, la non-pression cesse de croître aussi rapidement, les derniers points de la série descendant au-dessous de la direction générale de la courbe; le rapport $\frac{P_0}{h}$ présente pour chacune d'elles un maximum à partir duquel il décroît un peu; ce maximum se produit en approchant de la charge limite à laquelle la nappe adhérente est remplacée par la nappe noyée en dessous; il apparaît nettement pour le déversoir de $0^m,75$ dans la dernière colonne du tableau suivant, où sont indiquées pour chaque charge les valeurs de P_0 mesurées sur la courbe moyenne et celles du rapport $\frac{P_0}{h}$:

CHARGES h	VALEURS de la non pression P_0	VALEURS du rapport $\frac{P_0}{h}$	CHARGES h	VALEURS de la non-pression P_0	VALEURS du rapport $\frac{P_0}{h}$
mètres	mètres		mètres	mètres	
0,05	0,036	0,72	0,17	0,244	1,44
0,06	0,045	0,75	0,18	0,268	1,49
0,07	0,055	0,79	0,19	0,294	1,55
0,08	0,068	0,85	0,20	0,319	1,60
0,09	0,082	0,91	0,21	0,345	1,64
0,10	0,098	0,98	0,22	0,370	1,68
0,11	0,116	1,05	0,23	0,396	1,72
0,12	0,134	1,12	0,24	0,421	1,75
0,13	0,155	1,19	0,25	0,442	1,77
0,14	0,176	1,26	0,26	0,458	1,76
0,15	0,198	1,32	0,27	0,467	1,73
0,16	0,220	1,38	0,28	0,467	1,67

La nappe adhérente a également été étudiée sur le déversoir de $1^m,13$ de hauteur : nous nous étions d'abord contenté de rétablir la continuité de la paroi en fermant les ouvertures latérales destinées à assurer l'introduction de l'air; la nappe adhérente n'a pu se produire ainsi. Pensant que cet insuccès était dû à la trop faible épaisseur du barrage, qui n'était que de $0^m,10$ comme celle des autres déversoirs, nous avons porté cette épaisseur à $0^m,15$ (Pl. 60, *fig.* 13) et cette modification a suffi pour réaliser l'adhérence. Ce fait s'explique aisément: la nappe déversante devant, après avoir franchi l'arête amont du déversoir, venir s'appliquer contre la face verticale d'aval, on comprend que la distance horizontale entre la crête du déversoir et le plan de la face aval, ou, en d'autres termes, l'épaisseur du barrage, ne saurait descendre au-dessous d'une certaine limite sans imposer aux filets fluides une courbure excessive ; il faut donc, pour une charge donnée, une épaisseur minimum qui permette le développement d'un profil stable autour de la partie supérieure du déversoir. La nappe adhérente du déversoir de $1^m,13$ a présenté d'une manière plus accusée les caractères déjà observés sur celui de $0^m,75$; les cannelures verticales étaient

extrêmement prononcées ainsi que le montre la *fig.* 10 de la Pl. 60 Les coefficients ont été déterminés en comparant pour chaque débit les charges observées sur le déversoir de $1^m,13$ et sur un autre déversoir de $0^m,35$ de hauteur établi à 46 mètres en aval. Les non-pressions ont été mesurées et représentées graphiquement (Pl. 61, *fig.* 1) en employant les mêmes procédés que pour les séries précédentes.

Série n° 46.

NAPPES ADHÉRENTES.

Déversoir de $0^m,15$ d'épaisseur couronné par une crête en mince paroi

NUMÉROS des expériences	CHARGES OBSERVÉES au déversoir soumis à l'étude établi à l'origine h	au déversoir de comparaison établi à 46m de l'origine H	VALEURS des rapports $\frac{H}{h}$	$\frac{L}{l}\left(\frac{H}{h}\right)^{\frac{3}{2}}$	COEFFICIENTS du déversoir de comparaison m_3	du déversoir soumis à l'étude m	du déversoir de même hauteur à nappe libre M	VALEURS des rapports $\frac{m}{M}$
Série n° 46. — Déversoir de $1^m.13$ de hauteur								
Avril 1888. — Température moyenne de l'eau : 9°5.								
Déversoir soumis à l'étude : hauteur, $1^m,135$; largeur, $l = 1^m,996$; Rapp^t $\frac{L}{l}$ = 0.99[illegible]								
— de comparaison : — $0^m,354$ — $L = 1^m,995$								
	mètres	mètres						
1	0,0828	0,0922	1,1135	1,1744	0,4390	0,5156	0,4366	1,18[illegible]
2	0,0998	0,1131	1,1333	1,2059	0,4394	0,5298	0,4346	1,2[illegible]
3	0,1202	0,1347	1,1206	1,1857	0,4408	0,5227	0,4310	1,21[illegible]
4	0,1411	0,1562	1,1070	1,1641	0,4432	0,51.9	0,4291	1,2[illegible]
5	0,1630	0,1805	1,1074	1,1648	0,4464	0,5200	0,4276	1,21[illegible]
6	0,1839	0,2032	1,1049	1,1608	0,4496	0,5219	0,4267	1,22[illegible]
7	0,1996	0,2207	1,1057	1,1621	0,4521	0,5254	0,4262	1,2[illegible]
8	0,2208	0,2440	1,1051	1,1612	0,4555	0,5289	0,4259	1,21[illegible]
9	0,2368	0,2616	1,1047	1,1605	0,4581	0,5316	0,4258	1,24[illegible]
10	0,2512	0,2749	1,0937	1,1511	0,4600	0,5295	0,4259	1,2[illegible]
11	0,2608	0,2887	1,1070	1,1641	0,4621	0,5379	0,4261	1,26[illegible]
12	0,2808	0,3080	1,0969	1,1482	0,4650	0,5339	0,4263	1,25[illegible]
13	0,3013	0,3314	1,0999	1,1530	0,4686	0,5403	0,4266	1,267
14	0,3203	0,3487	1,0887	1,1354	0,4831	0,5485	0,4269	1,2[illegible]
15	0,3394	0,3724	1,0972	1,1487	0,4809	0,5524	0,4273	1,293
16	0,3531	0,3898	1,1039	1,1593	0,4796	0,5560	0,4276	1,300
17	0,3757	0,4147	1,1038	1,1591	0,4782	0,5543	0,4280	1,295
18	0,4012	0,4441	1,1069	1,1640	0,4771	0,5553	0,4285	1,296
19	0,4182	0,4619	1,1045	1,1602	0,4770	0,5534	0,4291	1,290

Rapprochons ces résultats de ceux des séries précédentes en choisissant comme terme de comparaison la plus étendue, savoir la série n° 40 (déversoir de $0^m,75$). Nous constaterons d'abord que les limites extrêmes du

rapport $\frac{m}{m'}$ sont à peu près les mêmes sur les deux déversoirs : 1,20 à 1,21 pour les petites charges et 1,28 à 1,29 pour les charges voisines du point de transformation ; mais cette transformation qui s'opérait à la charge $0^m,29$ sur le déversoir de $0^m,75$, n'ayant lieu qu'à la charge $0^m,45$ sur celui de $1^m,13$, l'augmentation totale du coefficient se répartit sur une plus grande différence de charge, et, par suite, m croît moins rapidement avec h sur le déversoir de $1^m,13$ que sur celui de $0^m,75$. Cette différence dans la marche des coefficients résulte de l'inégale épaisseur des deux barrages. On doit s'attendre à trouver une différence analogue dans la marche des non-pressions ; c'est en effet ce que met en évidence le tableau suivant, où l'on aperçoit également le maximum déjà signalé de $\frac{P_0}{h}$ un peu avant le point de transformation.

CHARGES h	VALEURS ABSOLUES de la non-pression P_0		VALEURS DU RAPPORT $\frac{P_0}{h}$		VALEURS MOYENNES par groupes de charges du rapport $\frac{m}{m'}$	
	Déversoir de $1^m,13$; épaisseur, $0^m,15$	Déversoir de $0^m,75$; épaisseur, $0^m,10$	Déversoir de $1^m,13$; épaisseur, $0^m,15$	Déversoir de $0^m,75$; épaisseur, $0^m,10$	Déversoir de $1^m,13$; épaisseur, $0^m,15$	Déversoir de $0^m,75$; épaisseur, $0^m,10$
mètres	mètres	mètres				
0,05	0,034	0,036	0,68	0,72	1,202	1,207
0,10	0,086	0,098	0,86	0,98	1,208	1,231
0,15	0,147	0,198	0,98	1,32	1,224	1,266
0,20	0,216	0,319	1,08	1,60	1,245	1,285
0,25	0,321	0,442	1,28	1,77	1,253	1,282
0,30	0,441	»	1,47	»	1,282	»
0,35	0,566	»	1,62	»		
0,39	0,652	»	1,67	»	1,297	»
0,40	0,667	»	1,67	»		
0,41	0,677	»	1,65	»		
0,42	0,685	»	1,63	»	1,298	»
0,43	0,687	»	1,60	»		
0,44	0,685	»	1,56	»		

Expériences comparatives sur des déversoirs avec crête en biseau. — Ainsi que nous l'avons annoncé plus haut, nous avons cru devoir répéter toutes les expériences précédentes en substituant à la lame mince en tôle qui constituait la crête de nos déversoirs le biseau à 45 degrés adopté par M. Boileau; cette forme a été appliquée aux quatre déversoirs de $0^m,75$, $0^m,50$, $0^m,35$, $0^m,24$ de hauteur et $0^m,10$ d'épaisseur, puis au déversoir de $1^m,13$ en portant son épaisseur à $0^m,15$ (Pl. 60, *fig.* 14). Les résultats forment 5 séries tout à fait comparables aux séries n°s 40, 41, 42, 43 et 46; on a également mesuré les non-pressions afin de les rapprocher des coefficients de débit.

Séries n°s 47 à 51.

DÉVERSOIRS COURONNÉS PAR UNE CRÊTE EN BISEAU.

NUMÉROS des expériences	CHARGES OBSERVÉES		VALEURS des rapports		COEFFICIENTS			VALEUR du rapport
	au déversoir soumis à l'étude h	au déversoir de comparaison établi à l'origine H	$\frac{H}{h}$	$\frac{L}{l}\left(\frac{H}{h}\right)^{\frac{3}{2}}$	du déversoir de comparaison M	du déversoir soumis à l'étude m	du déversoir de même hauteur à nappe libre $m_{1\,à\,4}$	$\frac{m}{m_{1\,à\,4}}$
Série n° 47. — Déversoir de $0^m,75$ de hauteur établi à 167 mètres de l'origine. Mai 1888. — Température de l'eau : 14°.								
Déversoir soumis à l'étude : hauteur, $0^m,753$; largeur, $l = 1^m,997$; — de comparaison : — $1\ ,135$ — $L = 1\ ,998$; Rapp^t^ $\frac{L}{l} = 1,0005$.								
	mètres	mètres						
1	0,0574	0,0590	1,0279	1,0427	0,4437	0,4626	0,4451	1,039
2	0,0752	0,0792	1,0532	1,0814	0,4374	0,4730	0,4393	1,077
3	0,0942	0,1010	1,0722	1,1108	0,4335	0,4815	0,4355	1,106
4	0,1112	0,1210	1,0881	1,1356	9,4309	0,4893	0,4333	1,129
5	0,1265	0,1393	1,1012	1,1562	0,4293	0,4964	0,4323	1,148
6	0,1427	0,1616	1,1324	1,2056	0,4277	0,5156	0,4317	1,194
7	0,1598	0,1834	1,1477	1,2301	0,4268	0,5250	0,4316	1,216
8	0,1737	0,2004	1,1537	1,2398	0,4262	0,5284	0,4319	1,223
9	0,1880	0,2194	1,1670	1,2613	0,4259	0,5372	0,4322	1,243
10	0,2034	0,2382	1,1711	1,2679	0,4258	0,5399	0,4328	1,247
11	0,2194	0,2597	1,1837	1,2885	0,4260	0,5489	0,4335	1,266
12	0,2354	0,2803	1,1907	1,2999	0,4263	0,5541	0,4343	1,276
13	0,2501	0,2999	1,1991	1,3137	0,4266	0,5604	0,4350	1,288
14	0,2657	0,3214	1,2096	1,3310	0,4269	0,3682	0,4357	1,304
15	0,2745	0,3314	1,2073	1,3272	0,4271	0,5668	0,4361	1,300
16	0,2823	0,3403	1,2055	1,3242	0,4273	0,5658	0,4365	1,296

NUMÉROS des expériences	CHARGES OBSERVÉES au déversoir soumis à l'étude h	CHARGES OBSERVÉES au déversoir de comparaison établi à l'origine H	VALEURS des rapports $\frac{H}{h}$	VALEURS des rapports $\frac{L}{l}\left(\frac{H}{h}\right)^{\frac{3}{2}}$	COEFFICIENTS du déversoir de comparaison M	COEFFICIENTS du déversoir soumis à l'étude m	COEFFICIENTS du déversoir de même hauteur à nappe libre $m_{1\,à\,4}$	VALEUR du rapport $\frac{m}{m_{1\,à\,4}}$

Série n° 48. — Déversoir de $0^m,50$ de hauteur établi à 167 mètres de l'origine.
Mai 1888. — Température de l'eau : 15°5.

Déversoir soumis à l'étude : hauteur, $0^m,505$; largeur, $l = 1^m,999$
— de comparaison : — 1 ,135 — $L = 1$,998
Rapp^t $\frac{L}{l} = 0,9995$.

	mètres	mètres						
1	0,0454	0,0471	1,0375	1,0563	0,4507	0,4761	0,4521	1,053
2	0,0532	0,0562	1,0564	1,0853	0,4452	0,4832	0,4476	1,080
3	0,0614	0,0654	1,0651	1,0987	0,4414	0,4850	0,4441	1,092
4	0,0729	0,0778	1,0672	1,1019	0,4378	0,4824	0,4407	1,095
5	0,0929	0,1001	1,0775	1,1179	0,4336	0,4847	0,4367	1,110
6	0,0948	0,1041	1,0981	1,1501	0,4330	0,4980	0,4364	1,141
7	0,1075	0,1183	1,1005	1,1539	0,4312	0,4976	0,4353	1,143
8	0,1232	0,1374	1,1153	1,1773	0,4294	0,5035	0,4350	1,162
9	0,1414	0,1615	1,1421	1,2199	0,4277	0,5218	0,4353	1,199
10	0,1547	0,1771	1,1448	1,2243	0,4270	0,5228	0,4361	1,199
11	0,1701	0,1984	1,1664	1,2591	0,4262	0,5366	0,4370	1,228
12	0,1849	0,2172	1,1747	1,2725	0,4259	0,5420	0,4380	1,237
13	0,1989	0,2364	1,1885	1,2951	0,4258	0,5515	0,4391	1,256
14	0,2078	0,2489	1,1978	1,3103	0,4259	0,5581	0,4398	1,269
15	0,2150	0,2571	1,1958	1,3070	0,4260	0,5568	0,4405	1,264
16	0,2244	0,2692	1,1996	1,3182	0,4262	0,5597	0,4413	1,268

Série n° 49. — Déversoir de $0^m,35$ de hauteur établi à 167 mètres de l'origine.
Mai 1888. — Température de l'eau : 16°.

Déversoir soumis à l'étude : hauteur, $0^m,355$; largeur, $l = 1^m,999$
— de comparaison : — 1 ,135 — $L = 1$,998
Rapp^t $\frac{L}{l} = 0,9995$.

1	0,0437	0,0452	1,0343	1,0516	0,4520	0,4753	0,4535	1,048
2	0,0593	0,0625	1,0540	1,0818	0,4423	0,4785	0,4458	1,073
3	0,0732	0,0795	1,0861	1,1316	0,4373	0,4948	0,4418	1,120
4	0,0894	0,0993	1,1107	1,1702	0,4337	0,5075	0,4391	1,156
5	0,1063	0,1198	1,1270	1,1960	0,4310	0,5155	0,4390	1,174
6	0,1220	0,1391	1,1402	1,2171	0,4293	0,5225	0,4397	1,188
7	0,1398	0,1613	1,1538	1,2390	0,4277	0,5299	0,4413	1,201
8	0,1533	0,1795	1,1709	1,2665	0,4269	0,5407	0,4428	1,221
9	0,1675	0,1971	1,1767	1,2760	0,4263	0,5440	0,4446	1,224
10	0,1777	0,2099	1,1812	1,2834	0,4260	0,5467	0,4460	1,226

Série n° 50. — Déversoir de $0^m,24$ de hauteur établi à 167 mètres de l'origine.
Juin 1888. — Température de l'eau : 16°5.

Déversoir soumis à l'étude : hauteur, $0^m,249$; largeur, $l = 1^m,9975$
— de comparaison : — 1 ,135 — $L = 1$,9985
Rapp^t $\frac{L}{l} = 1,0005$.

1	0,0446	0,0476	1,0673	1,1032	0,4503	0,4968	0,4537	1,095
2	0,0617	0,0669	1,0843	1,1296	0,4408	0,4979	0,4464	1,115
3	0,0759	0,0832	1,0962	1,1483	0,4366	0,5013	0,4441	1,129
4	0,0930	0,1028	1,1054	1,1628	0,4332	0,5037	0,4443	1,134
5	0,1095	0,1229	1,1224	1,1897	0,4307	0,5124	0,4458	1,149
6	0,1235	0,1410	1,1417	1,2205	0,4291	0,5237	0,4478	1,169
7	0,1307	0,1507	1,1530	1,2387	0,4284	0,5307	0,4489	1,182
8	0,1403	0,1617	1,1525	1,2379	0,4277	0,5294	0,4505	1,175

NUMÉROS des expériences	CHARGES OBSERVÉES au déversoir soumis à l'étude h	au déversoir de comparaison établ. à 46m de l'origine H	VALEURS des rapports $\frac{H}{h}$	$\frac{L}{l}\left(\frac{H}{h}\right)^{\frac{3}{2}}$	COEFFICIENTS du déversoir de comparaison m_3	du déversoir soumis à l'étude m	du déversoir de même hauteur à nappe libre M	VALEUR du rapport $\frac{m}{M}$
Série n° 51. — Déversoir de 1m,13 de hauteur établi à l'origine.								
Avril et mai 1888. — Température de l'eau : 12°								
Déversoir soumis à l'étude : hauteur, 1m,135 ; largeur, l = 1m,996 ; — de comparaison : — 0 ,353 — L = 1 ,995. Rappt $\frac{L}{l}$ = 0,999.								
	mètres	mètres						
1	0,0509	0,0536	1,0530	1,0800	0,4481	0,4839	0,4480	1,080
2	0,0617	0,0658	1,0665	1,1008	0,4418	0,4885	0,4436	1,101
3	0,0772	0,0830	1,0751	1,1142	0,4399	0,4901	0,4379	1,119
4	0,0902	0,0964	1,0687	1,1043	0,4389	0,4817	0,4352	1,111
5	0,1017	0,1084	1,0659	1,0999	0,4390	0,4828	0,4331	1,115
6	0,1199	0,1283	1,0700	1,1063	0,4402	0,4870	0,4310	1,130
7	0,1393	0,1487	1,0675	1,1024	0,4423	0,4876	0,4293	1,136
8	0,1613	0,1725	1,0694	1,1053	0,4451	0,4923	0,4277	1,151
9	0,1819	0,1960	1,0775	1,1179	0,4486	0,5015	0,4268	1,175
10	0,2017	0,2184	1,0828	1,1262	0,4518	0,5048	0,4262	1,184
11	0,2192	0,2374	1,0830	1,1265	0,4515	0,5130	0,4259	1,202
12	0,2394	0,2619	1,0940	1,1437	0,4581	0,5239	0,4258	1,230
13	0,2606	0,2839	1,0894	1,1365	0,4614	0,5244	0,4260	1,231
14	0,2783	0,3046	1,0945	1,1445	0,4645	0,5316	0,4263	1,247
15	0,2992	0,3296	1,1016	1,1556	0,4683	0,5412	0,4266	1,269
16	0,3178	0,3465	1,0903	1,1379	0,4834	0,5501	0,4269	1,289
17	0,3362	0,3684	1,0958	1,1465	0,4812	0,5517	0,4272	1,291
18	0,3477	0,3837	1,1035	1,1586	0,4809	0,5561	0,4271	1,301
19	0,3760	0,4173	1,1098	1,1686	0,4780	0,5585	0,4280	1,305
20	0,3937	0,4391	1,1153	1,1773	0,4771	0,5607	0,4285	1,311
21	0,4043	0,4511	1,1158	1,1780	0,4770	0,5619	0,4287	1,311

Les résultats de ces 5 séries ont une grande analogie avec ceux que nous avons obtenus sur les déversoirs à crête mince ; ils présentent cependant sur quelques points des différences assez notables dues au changement de disposition de la crête. Afin de rendre les comparaisons plus faciles, nous résumerons dans des tableaux de même forme la marche des valeurs de $\frac{m}{m'}$ et de $\frac{P_0}{h}$, en commençant par les déversoirs de 0m,10 d'épaisseur : les valeurs de $\frac{P_0}{h}$ sont également représentées graphiquement (Pl. 61, *fig.* 1).

Déversoirs de $0^m,10$ d'épaisseur (séries nos 47 à 50).

Tableau comparatif des valeurs de $\frac{m}{m'}$.

GROUPES de CHARGES	DÉVERSOIR de $0^m,75$ — Valeurs de $\frac{m}{m_1}$			DÉVERSOIR de $0^m,50$ — Valeurs de $\frac{m}{m_2}$			DÉVERSOIR de $0^m,35$ — Valeurs de $\frac{m}{m_3}$			DÉVERSOIR de $0^m,24$ — Valeurs de $\frac{m}{m_4}$		
	Crête mince	Crête à biseau	Différence	Crête mince	Crête à biseau	Différence	Crête mince	Crête à biseau	Différence	Crête mince	Crête à biseau	Différence
mètr. mètr.												
0,050 à 0,075	1,191	1,039	0,152	1,215	1,089	0,126	1,210	1,097	0,113	1,184	1,115	0,069
0,075 à 0,100	1,207	1,09	0,115	1,210	1,126	0,084	1,218	1,156	0,062	1,196	1,132	0,064
0,100 à 0,125	1,217	1,129	0,088	1,212	1,153	0,059	1,229	1,181	0,048	1,197	1,159	0,038
0,125 à 0,150	1,244	1,171	0,073	1,216	1,199	0,017	1,240	1,201	0,039	»	1,179	»
0,150 à 0,175	1,251	1,220	0,031	1,256	1,214	0,042	1,245	1,225	0,022	»	»	»
0,175 à 0,200	1,277	1,243	0,034	1,260	1,247	0,013	»	1,226	»	»	»	»
0,200 à 0,225	1,284	1,257	0,027	1,269	1,267	0,002	»	»	»	»	»	»
0,225 à 0,250	1,286	1,276	0,010	»	»	»	»	»	»	»	»	»
0,250 à 0,275	1,283	1,297	−0,014	»	»	»	»	»	»	»	»	»
0,275 à 0,300	1,281	1,296	−0,015	»	»	»	»	»	»	»	»	»

Tableau comparatif des valeurs de $\frac{P_0}{h}$.

CHARGES h	NON PRESSION observée sur les déversoirs à biseau	VALEURS DE $\frac{P_0}{h}$ — DÉVERSOIR de $0^m,75$			CHARGES h	NON PRESSION observée sur les déversoirs à biseau	VALEURS DE $\frac{P_0}{h}$ — DÉVERSOIR de $0^m,75$		
		à crête mince	à biseau	Différence			à crête mince	à biseau	Différence
mètres	mètres				mètres	mètres			
0,05	0,011	0,72	0,22	0,50	0,18	0,256	1,49	1,42	0,07
0,06	0,016	0,75	0,27	0,48	0,19	0,289	1,55	1,52	0,03
0,07	0,023	0,79	0,33	0,46	0,20	0,322	1,60	1,61	−0,01
0,08	0,032	0,85	0,40	0,45	0,21	0,3[illegible]7	1,64	1,70	−0,06
0,09	0,044	0,9	0,46	0,45	0,22	0,[illegible]93	1,68	1,79	−0,11
0,10	0,054	0,98	0,54	0,44	0,23	0,429	1,72	1,87	−0,15
0,11	0,070	1,05	0,64	0,41	0,24	0,466	1,75	1,94	−0,19
0,12	0,090	1,12	0,75	0,37	0,25	0,504	1,77	2,02	−0,25
0,13	0,112	1,19	0,86	0,33	0,26	0,542	1,76	2,08	−0,32
0,14	0,137	1,26	0,98	0,28	0,27	0,570	1,73	2,11	−0,38
0,15	0,165	1,32	1,10	0,22	0,275	0,573	1,70	2,08	−0,38
0,16	0,194	1,38	1,21	0,17	0,28	0,568	1,67	2,03	−0,36
0,17	0,225	1,44	1,32	0,12	0,285	0,555	»	1,95	»

La substitution du biseau à la crête mince a eu pour

effet d'abaisser la valeur du coefficient m. Le tableau dans lequel nous avons mis en regard l'une de l'autre les valeurs de $\frac{m}{m'}$ pour les deux formes de crête, montre que la différence, très notable pour les faibles charges, va en diminuant à mesure que la charge augmente (*); elle finit même, sur le déversoir de $0^m,75$, par disparaître tout à fait lorsque la charge dépasse $0^m,25$, et le coefficient correspondant à la crête en biseau surpasse alors un peu celui qu'avait donné le déversoir à crête mince. En passant d'un déversoir à l'autre, l'écart entre les coefficients correspondants aux deux formes de crête diminue avec la hauteur du barrage.

Les valeurs des non-pressions suivent une marche analogue, en présentant toutefois des variations plus accusées. Les rapports $\frac{P_0}{h}$, beaucoup plus faibles pour les petites charges, augmentent ensuite rapidement, deviennent égaux vers la charge $0^m,20$ à ceux des déversoirs à crête mince, et finissent par les dépasser en présentant un maximum plus nettement accusé.

Sur le déversoir de $1^m,13$ de hauteur et $0^m,15$ d'épaisseur, les choses se passent à peu près de même ; on peut cependant remarquer que, pour les petites charges, l'écart entre les coefficients est moindre que sur les déversoirs de $0^m,10$ d'épaisseur. A l'autre extrémité de la série, l'écart entre les valeurs de $\frac{P_0}{h}$ est également moindre et ce rapport n'atteint pas un maximun aussi élevé que sur les déversoirs de $0^m,10$ d'épaisseur. Le tableau ci-après,

(*) L'abaissement du coefficient pour les petites charges résulte de ce que la lame déversante reste appliquée au biseau formant la partie supérieure du barrage ; l'écoulement s'opère alors dans des conditions différentes et analogues à celles des déversoirs à seuil épais.

qui présente le résumé comparatif des résultats obtenus sur les deux déversoirs de $1^m,13$ de hauteur (séries n° 46 et 51) montre clairement ces particularités.

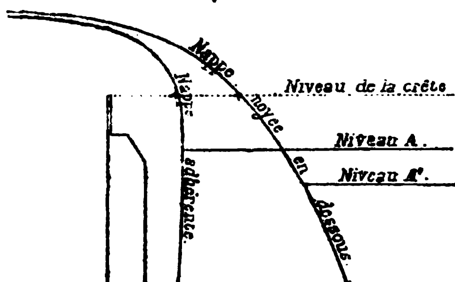
Déversoirs de $1^m,13$ de hauteur et $0^m,15$ d'épaisseur.

Tableau comparatif des valeurs de $\frac{m}{M}$ *et* $\frac{P_0}{h}$.

CHARGES h	VALEURS ABSOLUES de la non-pression P_0 — DÉVERSOIR à crête mince	à biseau	Différence	VALEURS DU RAPPORT $\frac{P_0}{h}$ — DÉVERSOIR à crête mince	à biseau	Différence	VALEURS MOYENNES par groupes de charges du rapport $\frac{m}{M}$ — DÉVERSOIR à crête mince	à biseau	Différence
mètres	mètres	mètres							
0,05	0,034	0,011	0,023	0,68	0,22	0,46	1,202	1,104	0,098
0,10	0,086	0,038	0,048	0,86	0,38	0,48	1,208	1,127	0,081
0,15	0,147	0,089	0,058	0,98	0,59	0,39	1,224	1,163	0,061
0,20	0,216	0,175	0,041	1,08	0,88	0,20	1,245	1,209	0,036
0,25	0,321	0,295	0,026	1,28	1,18	0,10	1,253	1,249	0,004
0,30	0,441	0,448	−0,007	1,47	1,49	−0,02	1,282	1,294	−0,012
0,35	0,566	0,606	−0,040	1,62	1,73	−0,11			
0,39	0,652	0,723	−0,071	1,67	1,85	−0,18	1,297	1,308	−0,011
0,40	0,667	0,747	−0,080	1,67	1,87	−0,20			
0,41	0,677	0,754	−0,077	1,65	1,84	−0,19	1,293	1,311	−0,018
0,42	0,685	0,746	−0,061	1,63	1,78	−0,15			
0,43	0,687	0,727	−0,040	1,60	1,69	−0,09			

Nappes adhérentes modifiées par une retenue d'aval. — Dans les expériences dont nous venons de rendre compte, l'écoulement était libre en aval du déversoir ; la nappe, après avoir atteint le fond du canal, s'y étalait en un rapide au delà duquel se formait, à une distance plus ou moins grande de son pied, un ressaut ramenant le plan d'eau à sa hauteur normale dans la rigole. C'est dans ces conditions qu'a été déterminé le point de transfor-

mation de la nappe adhérente en nappe noyée en dessous. Mais, si on relève par une retenue le niveau d'aval, la transformation de la nappe peut, moyennant un relèvement convenable de ce niveau, s'opérer à une charge quelconque. Prenons pour exemple le déversoir de $0^m,75$: l'écoulement étant libre et la lame d'eau qui forme le rapide au pied de la nappe n'ayant qu'une faible épaisseur, la transformation a eu lieu à la charge $0^m,29$; si nous relevons peu à peu le niveau d'aval, nous verrons le point de transformation se déplacer progressivement et la nappe noyée en dessous apparaître plus tôt, c'est-à-dire à une charge moins élevée. Le champ de la nappe adhérente se réduira successivement et en même temps le coefficient de débit qui lui est propre diminuera, à mesure que le niveau d'aval se rapprochera de la crête du déversoir. Il existe donc, pour chaque valeur du débit, une limite supérieure du niveau d'aval au-dessus de laquelle la nape noyée est seule possible ; mais, si après avoir



légèrement dépassé cette limite A, et produit la transformation de la nappe, on arrête le mouvement ascendant du plan d'eau d'aval et qu'on l'abaisse de nouveau peu à peu, la nappe adhérente ne reparaîtra pas immédiatement; il faudra, pour la reproduire, redescendre à un niveau A′ inférieur au niveau A. Au-dessous de cette

nouvelle limite A′, la nappe adhérente sera seule possible et, dans l'intervalle A′—A, on pourra, suivant le sens dans lequel a varié le plan d'eau d'aval, obtenir à volonté l'une ou l'autre des deux formes. Nous aurons à constater encore, dans d'autres transformations analogues, cette sorte d'inertie en vertu de laquelle une forme de nappe, une fois constituée par la modification progressive d'une des données de l'écoulement, subsiste lors même que l'on réduit dans une certaine mesure l'importance de la modification qui l'avait fait apparaitre. On comprend, du reste, qu'il doive en être ainsi; au changement de forme de la nappe correspond dans son intérieur une nouvelle répartition des vitesses et des pressions, et le passage subit d'un état à l'autre exige l'intervention d'une action extérieure dont l'intensité ne saurait être négligeable.

M. le conducteur Hégly, dont l'active et intelligente collaboration nous a été bien précieuse dans le cours de ces recherches, a déterminé en 1887 les limites A et A′, entre lesquelles l'écoulement peut se faire indifféremment sous l'une ou l'autre des deux formes. Le procédé employé pour cette détermination était le suivant : après avoir établi dans la rigole un débit constant, le niveau d'aval étant assez bas pour ne plus influer sur la nappe adhérente, on relevait peu à peu ce niveau jusqu'à ce qu'elle se transformât en nappe noyée en dessous (limite A), puis on l'abaissait de nouveau jusqu'à la réapparition de la nappe adhérente (limite A′). On a reconnu ainsi que l'écart A′—A va en croissant avec la charge et avec la hauteur du déversoir. Sur le déversoir de $0^m,75$, cet écart a varié de $0^m,05$ (charge : $0^m,10$) à $0^m,11$ (charge : $0^m,27$); sur les déversoirs moins élevés, ces limites se resserrent beaucoup; la différence A′—A ne dépasse pas $0^m,05$ à $0^m,06$ sur le déversoir de $0^m,50$ et se réduit à $0^m,02$ ou $0^m,03$ sur celui de $0^m,35$. Indépendamment

de la détermination générale des positions extrêmes du niveau d'aval, M. Hégly a procédé, sur le déversoir de $0^m,75$, à la mesure directe des coefficients de débit m pour un assez grand nombre de nappes, tant adhérentes que noyées en dessous, produites entre les limites A et A'; ces mesures étaient difficiles, car il fallait maintenir la nappe dans un état peu stable, où sa transformation pouvait se faire subitement. Les coefficients ainsi obtenus sont réunis dans le tableau suivant (série n° 52). Les expériences y sont classées d'après l'ordre croissant des débits, sans avoir égard à la forme des nappes, de sorte que l'on trouve, pour un même débit, deux valeurs différentes de m répondant aux deux formes.

Une représentation graphique éclaircira ce que les explications précédentes peuvent présenter d'obscur (Pl. 63, *fig.* 2). Prenons pour abscisses les charges h et pour ordonnées les hauteurs z de la crête du barrage au-dessus du plan d'eau d'aval; les valeurs limites $z = A$ et $z = A'$ correspondantes à chaque valeur de h se traduiront par deux courbes continues; nous pourrons aussi figurer chaque détermination de m par un point dont les coordonnées seront la charge h et la hauteur z correspondantes, et dont la position entre les deux courbes tracées par M. Hégly, montrera clairement à quel niveau intermédiaire répond chacune des valeurs obtenues pour m.

Série n° 52.

ES ADHÉRENTES ET NAPPES NOYÉES EN DESSOUS OBSERVÉES AVEC UNE RETENUE D'AVAL.

Déversoir de 0m,75 de hauteur établi à 167 mètres de l'origine.

Novembre 1887. — Température moyenne de l'eau : 6°.

Déversoir soumis à l'étude : hauteur, 0m,759; largeur, $l = 1^{m},9985$ } Rappt $\frac{L}{l} = 0,9993$.
— de comparaison : — 1 ,135 — L = 1 ,9970 }

(Observations. — Les nappes adhérentes sont désignées dans la première colonne par la lettre *a* et les nappes noyées en dessous par la lettre *n*.)

…ces	CHARGES observées au déversoir		VALEURS des rapports		COEFFICIENT du déversoir de comparaison M	COEFFICIENT du déversoir soumis à l'étude		COEFFICIENT correspondant de la nappe libre m_1	VALEUR du rapport $\frac{m}{m'}$		HAUTEUR de la crête au-dessus du plan d'eau d'aval	
	soumis à l'étude h	de comparaison établi à l'origine H	$\frac{H}{h}$	$\frac{L}{l}\left(\frac{H}{h}\right)^{\frac{3}{2}}$		Nappe adhérente m	Nappe noyée en dessous m		Nappe adhérente	Nappe noyée en dessous	Nappe adhérente	Nappe noyée en dessous
	mètres	mètres										
1 n	0,0970	0,0998	1,0289	1,0429	0,4336	»	0,4522	0,4350	»	1,040	»	0,020
2 a	0,0958	0,1016	1,0605	1,0913	0,4334	0,4730	»	0,4352	1,087	»	—0,010	»
3 a	0,1026	0,1113	1,0848	1,1291	0,4320	0,4878	»	0,4343	1,123	»	—0,010	»
4 n	0,1099	0,1118	1,0173	1,0253	0,4320	»	0,4429	0,4334	»	1,022	»	0,030
5 a	0,1098	0,1221	1,1120	1,1717	0,4308	0,5018	»	0,4334	1,165	»	0,010	»
6 n	0,1147	0,1228	1,0706	1,1070	0,4307	»	0,4768	0,4330	»	1,101	»	0,040
7 n	0,1199	0,1256	1,0475	1,0713	0,4304	»	0,4611	0,4326	»	1,066	»	0,010
8 a	0,1182	0,1310	1,1083	1,1658	0,4299	0,5012	»	0,4327	1,158	»	0,030	»
9 n	0,1333	0,1421	1,0660	1,0998	0,4291	»	0,4719	0,4320	»	1,092	»	0,060
10 a	0,1277	0,1430	1,1198	1,1840	0,4290	0,5079	»	0,4322	1,175	»	0,040	»
11 a	0,1299	0,1468	1,1301	1,2001	0,4287	0,5146	»	0,4321	1,191	»	0,050	»
12 n	0,1424	0,1547	1,0864	1,1316	0,4281	»	0,4844	0,4318	»	1,122	»	0,070
13 a	0,1403	0,1570	1,1190	1,1828	0,4280	0,5062	»	0,4318	1,172	»	0,025	»
14 n	0,1509	0,1637	1,0848	1,1291	0,4276	»	0,4828	0,4316	»	1,119	»	0,075
15 a	0,1485	0,1704	1,1475	1,2283	0,4273	0,5249	»	0,4316	1,216	»	0,050	»
16 n	0,1595	0,1746	1,0947	1,1446	0,4271	»	0,4889	0,4316	»	1,133	»	0,080
17 a	0,1570	0,1806	1,1503	1,2328	0,4269	0,5263	»	0,4316	1,219	»	0,070	»
18 n	0,1682	0,1833	1,0898	1,1369	0,4268	»	0,4852	0,4318	»	1,124	»	0,095
19 a	0,1635	0,1882	1,1511	1,2340	0,4266	0,5264	»	0,4317	1,219	»	0,060	»
20 n	0,1758	0,1924	1,0944	1,1441	0,4264	»	0,4878	0,4319	»	1,129	»	0,100
21 a	0,1715	0,1985	1,1574	1,2442	0,4262	0,5303	»	0,4318	1,228	»	0,055	»
22 n	0,1810	0,1988	1,0983	1,1502	0,4262	»	0,4902	0,4320	»	1,135	»	0,115
23 a	0,1829	0,2114	1,1558	1,2416	0,4260	0,5289	»	0,4321	1,224	»	0,075	»
24 n	0,1917	0,2125	1,1085	1,1661	0,4260	»	0,4968	0,4324	»	1,149	»	0,135
25 a	0,1892	0,2191	1,1596	1,2477	0,4259	0,5314	»	0,4323	1,229	»	0,065	»
26 n	0,2009	0,2228	1,1090	1,1669	0,4259	»	0,4970	0,4327	»	1,149	»	0,125
27 a	0,1960	0,2298	1,1724	1,2685	0,4258	0,5401	»	0,4325	1,249	»	0,110	»
28 n	0,2089	0,2313	1,1072	1,1641	0,4258	»	0,4957	0,4331	»	1,145	»	0,150
29 n	0,2140	0,2390	1,1168	1,1793	0,4258	»	0,5021	0,4333	»	1,159	»	0,160
30 a	0,2047	0,2410	1,1773	1,2764	0,4258	0,5435	»	0,4329	1,255	»	0,105	»
31 a	0,2128	0,2504	1,1767	1,2755	0,4259	0,5432	»	0,4332	1,254	»	0,160	»
32 n	0,2234	0,2514	1,1253	1,1928	0,4259	»	0,5080	0,4337	»	1,171	»	0,175
33 a	0,2188	0,3586	1,1819	1,2839	0,4260	0,5469	»	0,4335	1,262	»	0,150	»
34 n	0,2328	0,2612	1,1220	1,1875	0,4260	»	0,5059	0,4341	»	1,165	»	0,200
35 a	0,2254	0,2670	1,1846	1,2883	0,4261	0,5489	»	0,4338	1,265	»	0,150	»
36 n	0,2394	0,2711	1,1324	1,2041	0,4262	»	0,5132	0,4345	»	1,181	»	0,210
37 n	0,2481	0,2791	1,1249	1,1921	0,4263	»	0,5082	0,4349	»	1,169	»	0,205
38 a	0,2376	0,2814	1,1843	1,2878	0,4263	0,5490	»	0,4344	1,264	»	0,170	»
39 n	0,2556	0,2903	1,1358	1,2095	0,4264	»	0,5157	0,4353	»	1,185	»	0,255
40 a	0,2450	0,2908	1,1869	1,2921	0,4264	0,5510	»	0,4348	1,267	»	0,210	»
41 n	0,2650	0,3025	1,1415	1,2186	0,4266	»	0,5199	0,4357	»	1,193	»	0,275
42 a	0,2553	0,3058	1,1979	1,3101	0,4267	0,5590	»	0,4353	1,284	»	0,230	»
43 n	0,2739	0,3106	1,1340	1,2066	0,4268	»	0,5150	0,4362	»	1,181	»	0,265

M. Hégly a mesuré également sur le déversoir de $0^m,75$, pour des nappes adhérentes aussi voisines que possible de leur limite A, la non-pression, ainsi qu'on l'avait fait pour les séries antérieures ; cette non-pression est naturellement moindre, mais l'écart diminue à mesure que la charge augmente ; elle ne peut être déterminée qu'approximativement en raison de l'instabilité de la nappe. Les résultats ainsi obtenus sont représentés graphiquement (Pl. 61, *fig.* 1) ; le tableau ci-après indique les valeurs de $\frac{P_0}{h}$ mesurées sur la courbe correspondante :

CHARGES	VALEURS DE LA NON-PRESSION pour les nappes		VALEURS DU RAPPORT $\frac{P_0}{h}$ pour les nappes		RAPPORT des valeurs de P_0 correspondantes aux deux séries
h	adhérentes limite Série n° 52	adhérentes complètes Série n° 40	adhérentes limite Série n° 52	adhérentes complètes Série n° 40	
mèt.	mèt.	mèt.			
0,10	0,026	0,098	0,26	0,98	0,27
0,11	0,039	0,116	0,35	1,05	0,33
0,12	0,057	0,134	0,48	1,12	0,43
0,13	0,081	0,155	0,62	1,19	0,52
0,14	0,106	0,176	0,76	1,26	0,60
0,15	0,133	0,198	0,89	1,32	0,67
0,16	0,160	0,220	1,00	1,38	0,72
0,17	0,187	0,244	1,10	1,44	0,76
0,18	0,214	0,268	1,19	1,49	0,80
0,19	0,241	0,294	1,27	1,55	0,82
0,20	0,269	0,319	1,35	1,60	0,84
0,21	0,297	0,345	1,41	1,64	0,86
0,22	0,323	0,370	1,47	1,68	0,88
0,23	0,351	0,396	1,53	1,72	0,89
0,24	0,379	0,421	1,58	1,75	0,90
0,25	0,402	0,442	1,61	1,77	0,91
0,26	0,423	0,458	1,63	1,76	0,93

Il nous resterait à rechercher quelle peut être l'amplitude totale des variations de m correspondantes à celles du niveau d'aval entre ses limites extrêmes ; la détermination directe de m est trop difficile pour donner cette amplitude ; on ne peut l'estimer qu'indirectement en la déduisant des variations de la non-pression, ainsi que nous essaierons de le faire plus loin.

Relation entre le coefficient m *et la non-pression* P_0 *sous la nappe.* — Il semble naturel de faire dépendre le coefficient m de la non-pression P_0, dont il suit toutes les variations; nous allons donc chercher à établir une relation simple entre ces deux quantités. Deux causes interviennent pour augmenter la valeur de m dans les nappes adhérentes, savoir : la diminution de la contraction sur le seuil, le relèvement ε de la surface inférieure de la nappe étant, ainsi que nous le verrons plus loin, beaucoup moindre que dans les nappes libres; et, en second lieu, l'influence de la non-pression. Pour tenir compte du premier de ces deux éléments, nous admettrons encore que m varie proportionnellement à $\left(1-\frac{\varepsilon}{h}\right)^{\frac{3}{2}}$; les valeurs de $\frac{\varepsilon}{h}$ étant respectivement 0,072 pour les nappes adhérentes et 0,112 pour les nappes libres, nous aurons, de ce fait, à multiplier par $\left(\frac{1-0{,}072}{1-0{,}112}\right)^{\frac{3}{2}}=1{,}068$, soit en nombre rond 1,07, le coefficient m' de la nappe libre. D'un autre côté, on sait que, si un orifice de section ω, au lieu de déboucher à l'air libre, s'ouvre dans un milieu où la pression n'est pas égale à celle de l'atmosphère et en diffère d'une certaine quantité ϖ, l'expression ordinaire du débit $m\omega\sqrt{2gh}$ doit être remplacée par $m\omega\sqrt{2g(h-\varpi)}$, ce qui revient à multiplier m par $\sqrt{1-\frac{\varpi}{h}}$; dans cette formule, la pression est exprimée en hauteur de liquide et considérée comme positive ou négative suivant que la pression réelle sur la veine est supérieure ou inférieure à la pression atmosphérique. Si nous assimilons maintenant notre déversoir à un orifice dans lequel la veine ne serait soumise à l'effet de la non-pression P_0 que sur une partie de sa surface, nous serons conduit par analogie à remplacer dans l'ex-

Déversoirs à crête mince.

DÉVERSOIRS DE $0^m,75$, $0^m,50$ et $0^m,35$ DE HAUTEUR							DÉVERSOIR DE $1^m,13$ DE HAUT.			
Groupe de charges	Moyenne des séries nos 40, 41, 42			Nappes adhérentes limite			Groupe de charges	Série n° 46		
	$-\frac{P_0}{h}$	$\frac{m}{m'}$ expér.	$\frac{m}{m'}$ formule	$-\frac{P_0}{h}$	$\frac{m}{m'}$ expér.	$\frac{m}{m'}$ formule		$-\frac{P_0}{h}$	$\frac{m}{m'}$ expér.	$\frac{m}{m'}$ formule
m. m.							m. m.			
0,100 à 0,125	1,19	1,219	1,215	0,52	1,149	1,133	0,10 à 0,15	1,03	1,208	1,207
0,125 à 0,150	1,35	1,243	1,235	0,83	1,188	1,171	0,15 à 0,20	1,12	1,221	1,219
0,150 à 0,175	1,49	1,252	1,252	1,12	1,222	1,207	0,20 à 0,25	1,26	1,215	1,238
0,175 à 0,200	1,63	1,268	1,269	1,34	1,231	1,233	0,25 à 0,30	1,45	1,253	1,263
0,200 à 0,225	1,73	1,277	1,281	1,50	1,257	1,253	0,30 à 0,35	1,62	1,282	1,285
0,225 à 0,250	1,82	1,286	1,292	1,64	1,265	1,270	0,35 à 0,40	1,71	1,297	1,297
0,250 à 0,275	1,82	1,283	1,292	1,70	1,284	1,277	0,40 à 0,45	1,68	1,293	1,293

Déversoirs avec crête en biseau.

DÉVERSOIRS DE $0^m,75$, 0,50 et 0,35 DE HAUT.				DÉVERSOIR DE $1^m,13$ DE HAUTEUR			
Groupes de charges	Moyenne des séries nos 47, 48, 49			Groupe de charges	Série n° 51		
	$-\frac{P_0}{h}$	$\frac{m}{m'}$ expér.	$\frac{m}{m'}$ formule		$-\frac{P_0}{h}$	$\frac{m}{m'}$ expér.	$\frac{m}{m'}$ formule
m. m.				m. m.			
0,100 à 0,125	0,87	1,154	1,160	0,10 à 0,15	0,68	1,127	1,154
0,125 à 0,150	1,12	1,190	1,186	0,15 à 0,20	0,89	1,163	1,179
0,150 à 0,175	1,39	1,219	1,215	0,20 à 0,25	1,15	1,209	1,211
0,175 à 0,200	1,64	1,239	1,241	0,25 à 0,30	1,45	1,249	1,248
0,200 à 0,225	1,84	1,262	1,261	0,30 à 0,35	1,70	1,294	1,279
0,225 à 0,250	2,04	1,276	1,282	0,35 à 0,40	1,88	1,308	1,301
0,250 à 0,275	2,19	1,297	1,298	0,40 à 0,45	1,80	1,311	1,291

pour lesquelles, ainsi que nous l'avons signalé plus haut, l'écoulement s'opère dans des conditions particulières, analogues à celles des déversoirs à seuil épais.

Il faut remarquer, en ce qui concerne les nappes limite, que les valeurs de $\frac{m}{m'}$ déduites de la série n° 52, ne correspondent qu'approximativement à celles de $\frac{P_0}{h}$ déterminées postérieurement dans des conditions un peu différentes ; on a, pour ces nappes, admis la valeur de β déduite des séries nos 40 à 42.

L'examen des coefficients relatifs aux nappes limite permet d'apprécier la variation totale du rapport $\frac{m}{m'}$, lorsque l'on passe de la nappe adhérente indépendante de toute influence d'aval, telle que nous l'avons étudiée au début, à la nappe modifiée par le relèvement du plan d'eau et sur le point de se transformer. L'écart de $\frac{m}{m'}$ peut atteindre environ un dixième dans le cas des petites charges; mais il diminue quand la charge augmente et ne s'accuse réellement qu'en approchant de l'état limite, état dans lequel la nappe est peu stable. On peut s'en assurer en observant comment le relèvement progressif de l'aval modifie les non-pressions. Dans ce but, après avoir établi un écoulement à débit constant, nous avons relevé peu à peu le niveau d'aval en notant la marche des non-pressions sous la nappe, jusqu'à ce qu'elle se transformât; puis, une fois la nappe noyée en dessous ainsi produite, nous avons de nouveau abaissé le niveau d'aval de manière à ramener la nappe adhérente. L'expérience a été répétée avec 5 charges différentes; les résultats sont consignés dans le tableau suivant :

DÉTERMINATION DE L'INFLUENCE DE LA RETENUE D'AVAL SUR LA NAPPE ADHÉRENTE.

Déversoir de 0m,75 de hauteur à crête mince (20 au 26 septembre 1890).

1° Modification progressive de la nappe adhérente par le relèvement du niveau d'aval jusqu'à sa transformation en nappe noyée en dessous.

CHARGE, 147 MILLIMÈTRES				CHARGE, 176 MILLIMÈTRES				CHARGE, 199 MILLIMÈTRES				CHARGE, 220 MILLIMÈTRES				CHARGE, 245 MILLIMÈTRES			
Charge h	Retenue au-dessous de la crête z	Valeur absolue de la non-pression P_0	Rapport $\frac{P_0}{h}$	Charge h	Retenue au-dessous de la crête z	Valeur absolue de la non-pression P_0	Rapport $\frac{P_0}{h}$	Charge h	Retenue au-dessous de la crête z	Valeur absolue de la non-pression P_0	Rapport $\frac{P_0}{h}$	Charge h	Retenue au dessous de la crête z	Valeur absolue de la non-pression P_0	Rapport $\frac{P_0}{h}$	Charge h	Retenue au-dessous de la crête z	Valeur absolue de la non-pression P_0	Rapport $\frac{P_0}{h}$
mm.	mm.	mm.		mm.	mm.	mm.		mm.	mm.	mm.		mm.	mm.	mm.		mm.	mm.	mm.	
147	495	184	1,25	175	443	254	1,45	198	400	309	1,56	220	378	367	1,67	244	343	435	1,78
147	448	183	1,24	176	398	255	1,45	199	350	310	1,56	220	347	362	1,65	245	312	438	1,79
149	396	187	1,26	177	350	256	1,45	198	300	307	1,55	220	300	364	1,65	244	282	432	1,77
148	349	185	1,25	177	301	255	1,44	198	253	307	1,55	221	211	368	1,67	245	251	436	1,78
146	296	183	1,25	176	251	255	1,45	200	200	309	1,55	222	198	367	1,65	245	230	428	1,75
149	254	185	1,24	177	197	251	1,42	200	168	302	1,51	221	177	364	1,65	244	202	427	1,75
147	205	182	1,24	177	178	254	1,43	201	154	298	1,48	222	147	358	1,61	245	185	412	1,68
149	155	183	1,23	177	149	250	1,41	201	130	291	1,45	223	129	350	1,57	245	170	404	1,65
151	107	180	1,19	177	127	247	1,40	200	100	280	1,40	225	123	345	1,53	246	157	401	1,63
151	70	173	1,15	178	115	243	1,37	200	84	271	1,36	224	106	333	1,49	246	149	388	1,58
152	45	159	1,05	178	91	242	1,36	201	72	265	1,32	225	99	328	1,46	Apparition de la nappe noyée en dessous.			
152	27	148	0,97	178	72	235	1,32	201	60	254	1,26	Apparition de la nappe noyée en dessous.							
153	18	136	0,89	178	60	220	1,24	Apparition de la nappe noyée en dessous.											
Apparition de la nappe noyée en dessous.				178	51	211	1,19												
				179	38	195	1,09												
				Apparition de la nappe noyée en dessous.															

2° Modification progressive de la nappe noyée en dessous et retour à la nappe adhérente par l'abaissement du niveau d'aval.

Charge h	z	P_0	$\frac{P_0}{h}$	Charge h	z	P_0	$\frac{P_0}{h}$	Charge h	z	P_0	$\frac{P_0}{h}$	Charge h	z	P_0	$\frac{P_0}{h}$	Charge h	z	P_0	$\frac{P_0}{h}$
164	37	45	0,27	186	40	52	0,98	216	60	78	0,36	241	100	113	0,47	263	150	155	0,59
165	49	56	0,34	188	60	70	0,37	215	80	90	0,42	235	121	133	0,57	261	200	198	0,76
162	70	75	0,46	188	82	90	0,48	212	104	111	0,52	232	140	150	0,65	260	248	220	0,88
160	80	90	0,56	186	92	99	0,53	210	125	132	0,63	230	160	167	0,73	260	258	235	0,90
Réapparition de la nappe adhérente.				185	110	120	0,65	210	150	158	0,75	229	178	176	0,77	Réapparition de la nappe adhérente.			
				185	120	132	0,71	Réapparition de la nappe adhérente.				230	196	195	0,85				
				Réapparition de la nappe adhérente.								Réapparition de la nappe adhérente.							

Comparons d'abord les niveaux A et A′ correspondants aux deux points de transformation :

	CHARGES				
	$0^m,147$	$0^m,176$	$0^m,199$	$0^m,220$	$0^m,245$
Distance A du plan d'eau d'aval à la la crête du déversoir au moment de la première transformation obtenue en relevant progressivement ce plan d'eau	$0^m,018$	$0^m,038$	$0^m,060$	$0^m,099$	$0^m,149$
Distance A′ au moment de la seconde transformation obtenue par l'abaissement du plan d'eau.	$0^m,080$	$0^m,120$	$0^m,150$	$0^m,195$	$0^m,258$
Différence A′ — A.	$0^m,062$	$0^m,082$	$0^m,090$	$0^m,096$	$0^m,109$

La différence A′—A croît bien avec h, ainsi que l'a fait voir le tracé graphique ; il faut examiner maintenant comment se répartit la diminution totale de $\frac{P_0}{h}$ depuis le moment où l'influence d'aval commence à devenir appréciable jusqu'à la transformation. Remarquons d'abord que cette influence paraît insensible tant que la distance z du plan d'eau d'aval est supérieure à la charge h, et rapprochons de la valeur initiale de $\frac{P_0}{h}$ (nappe adhérente complète) les valeurs décroissantes que prend ce même rapport lorsque le plan d'eau d'aval atteint successivement dans son mouvement ascendant les niveaux : $z = h$ (première apparition de l'influence d'aval) ; $z = A'$ (limite inférieure de la région commune aux deux espèces de nappes) ; $z = \frac{A + A'}{2}$ (niveau moyen de cette région) ; et enfin $z = A$ (limite supérieure).

Valeurs de $\frac{P_0}{h}$ correspondantes aux niveaux ci-après du plan d'eau d'aval :

	CHARGES				
	0,147	0,176	0,199	0,220	0,245
$z > h$	1,25	1,45	1,56	1,67	1,78
$z = h$	1,23	1,43	1,55	1,66	1,77
$z = A'$	1,16	1,38	1,48	1,65	1,71
$z = \frac{A + A'}{2}$	1,07	1,33	1,41	1,61	1,75
$z = A$	0,89	1,09	1,26	1,46	1,58
Diminution totale de $\frac{P_0}{h}$	0,36	0,36	0,30	0,21	0,20

Si l'on admet la relation linéaire établie plus haut entre $\frac{m}{m'}$ et $\frac{P_0}{h}$, on reconnaît facilement que cette diminution de $\frac{P_0}{h}$ correspond sur le coefficient $\frac{m}{m'}$ à une réduction d'environ 4 p. 100 pour la plus petite charge et 2 p. 100 pour la plus grande; mais cette réduction se produit presque entièrement entre les niveaux A et A', et même, pour les deux charges supérieures à $0^m,20$, entre les niveaux $\frac{A + A'}{2}$ et A, c'est-à-dire dans la région où la nappe, voisine de son point de transformation, est peu stable et passe facilement à la forme noyée en dessous. Cet état transitoire ne peut guère se rencontrer dans les applications; la nappe adhérente doit donc, au point de vue de la pratique, être considérée comme indépendante du niveau d'aval; car elle se détruit aisément dès que l'influence de ce niveau devient un peu sensible.

Les expériences précédentes renferment quelques anomalies qui s'expliquent par l'état particulier de la nappe entre les limites A et A'; à mesure que l'on s'approche du point de transformation, la répartition des pressions dans l'intérieur de la nappe devient de moins en moins stable et les colonnes manométriques éprouvent de fortes oscillations; aussi n'est-il pas possible de déterminer

avec précision les valeurs sans cesse variables de P_0 ; le passage à la forme noyée en dessous s'opère subitement au moment d'une forte oscillation du manomètre.

Forme des nappes adhérentes. Distribution des vitesses et des pressions. — Nous allons maintenant compléter l'étude des nappes adhérentes en déterminant leur profil extérieur ainsi que la distribution intérieure des vitesses et des pressions. Cette étude est moins simple que dans le cas des nappes libres, où les profils correspondants aux différentes charges sont à fort peu près des figures semblables, ce qui nous a permis, en substituant aux valeurs absolues des coordonnées x et y leurs rapports $\frac{x}{h}$ et $\frac{y}{h}$ à la charge h, de construire un profil type unique indépendant de la charge. Il n'en est pas de même pour les nappes adhérentes dont la forme se modifie sensiblement avec h.

Profils des nappes. — On a relevé en tout 21 profils dont on trouvera les éléments à la fin du mémoire, savoir :

Déversoirs	de 1^m,13	8	profils.
Id.	de 0^m,75	7	—
Id.	de 0^m,35	4	—
Id.	de 0^m,24 avec chute. . .	2	—

La surface supérieure de la nappe a pu être facilement relevée en employant les procédés décrits pour le cas des nappes libres. Cette surface est fort remarquable; la *fig.* 1, pl. 62, montre les profils obtenus sur le déversoir de 1^m,13. A la charge de 0^m,10, la nappe n'est encore attachée qu'à la partie supérieure du déversoir et s'en sépare à l'extrémité du biseau sans toucher la paroi verticale qui lui fait suite; à la charge de 0^m,20, la nappe, devenue complètement adhérente, présente une surface

couverte de plis ou cannelures ; ces cannelures sont parfois peu accusées et se réduisent alors à de simples ondulations de la surface. Aux charges supérieures de 0^m,30 et 0^m,40, la surface de la nappe, décrivant autour de la crête du barrage un quart de cercle complet, devient, un peu au-dessous de cette crête, absolument verticale et se retire même en arrière, laissant sa partie supérieure en surplomb. De profondes cannelures couvrent toute la partie de la veine fluide adhérente à la paroi verticale du barrage.

Les profils de toutes les nappes ont été tracés à grande échelle en prenant pour coordonnées les rapports $\frac{x}{h}$ et $\frac{y}{h}$. Ces courbes diffèrent notablement de celles des nappes libres, comme le montre le tableau comparatif ci-après :

Valeurs des ordonnées $\frac{y}{h}$ pour les abscisses $\frac{x}{h}$ comprises entre — 3,00 et + 0,50.

	EN AMONT du seuil		SUR le seuil	EN AVAL DU SEUIL				
	3,00	1,00	0	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50
Déversoirs de 1^m,13 de hauteur (mince paroi).								
Nappes libres.	0,997	0,963	0,851	0,826	0,795	0,762	0,724	0,680
Nappes adhérentes. Charge, 0^m,10.	0,996	0,956	0,813	0,780	0,740	0,693	0,639	0,574
Nappes adhérentes. Charge, 0^m,40.	0,993	0,946	0,790	0,755	0,713	0,662	0,602	0,528
Déversoirs de 0^m,35 de hauteur (mince paroi).								
Nappes libres.	0,997	0,967	0,857	0,832	0,802	0,770	0,732	0,690
Nappes adhérentes. Charge, 0^m,09.	0,992	0,944	0,801	0,767	0,727	0,679	0,622	0,554
Nappes adhérentes. Charge, 0^m,15.	0,992	0,944	0,793	0,756	0,713	0,663	0,604	0,534

La nappe adhérente s'abaisse beaucoup plus rapidement que la nappe libre ; la chute superficielle est en effet :

	NAPPES libres.	NAPPES adhérentes.
Entre le plan d'eau d'amont et la crête $\left(\frac{x}{h}=0\right)$..	0,14 h à 0,15 h	0,19 h à 0,21 h
Entre le plan d'eau d'amont et l'abscisse $\frac{x}{h}=0{,}30$.	0,23 h à 0,24 h	0,31 h à 0,34 h

En outre, le profil, au lieu d'être sensiblement indépendant de la charge, se modifie progressivement, l'abaissement de la nappe et son retrait vers le pied du barrage s'accentuant à mesure que la charge augmente, jusqu'à ce que l'on atteigne le point de transformation; la surface se relève alors subitement en s'écartant du barrage et la nappe noyée en dessous apparaît avec son profil normal.

La surface inférieure de la nappe est beaucoup plus difficile à déterminer puisqu'elle est entièrement noyée; elle se détache de la crête du déversoir sous un certain angle, se relève un peu et s'abaisse ensuite rapidement pour aller se rattacher à la face verticale aval du barrage sur laquelle glisse la nappe dans son mouvement descendant. Elle enferme donc en dessous de l'eau qui ne participe pas au mouvement de translation de la veine liquide; cette eau morte tourbillonne sur place, ainsi que le montrent les mouvements des corps flottants qui s'y trouvent parfois emprisonnés.

La détermination de la surface inférieure de la nappe a d'abord été entreprise en suivant un procédé imaginé par M. le conducteur Hégly et consistant à descendre dans l'intérieur de la nappe une sorte de petit tube de Pitot mobile dans une coulisse verticale (*fig.* 7 à 10, Pl. 62); l'orifice inférieur, d'un millimètre seulement de diamètre, était dirigé contre le courant, le tube vertical restant ouvert à son extrémité supérieure. L'instrument étant placé à une certaine distance en aval de la crête du déversoir, on l'abaissait lentement de manière à traverser toute la nappe; tant que le petit orifice se trouvait

dans la partie vive de la nappe, l'eau soulevée par la pression des filets fluides en mouvement, se maintenait à une certaine hauteur dans le tube vertical; mais dès que l'orifice pénétrait dans l'eau morte, où cette action cesse tout à coup et où la pression est inférieure à celle de l'atmosphère, l'air s'introduisait dans le tube, s'échappant par l'orifice sous la forme d'une traînée blanche très visible. On obtenait ainsi, en opérant avec quelque précaution, un point de la surface inférieure de la nappe, et, en plaçant successivement l'instrument à différentes distances de la crête, on a pu relever une partie de son profil; mais il n'est pas possible de le déterminer tout entier; car la nappe exerce, sur l'eau morte qu'elle recouvre, un frottement énergique, d'où résultent des mouvements tourbillonnaires qui vont en se développant à mesure que l'on s'éloigne de la crête; aussi la ligne séparative des deux eaux, de moins en moins nette en allant vers l'aval, ne saurait-elle être déterminée avec quelque précision que dans sa partie ascendante et un peu au delà de son point culminant. Après avoir opéré comme nous venons de l'expliquer, on a procédé d'une manière inverse, c'est-à-dire en plongeant d'abord l'orifice dans l'eau morte, et le relevant graduellement de manière à traverser la nappe de bas en haut; mais, au lieu de laisser l'extrémité supérieure du tube librement ouverte, on la mettait, à l'aide d'un tuyau flexible, en communication avec le manomètre à air précédemment décrit. Tant que l'orifice était dans l'eau morte, la colonne manométrique, accusant la non-pression, peu variable sous la nappe, ne subissait que de faibles oscillations; mais dès qu'il pénétrait dans la nappe, le manomètre, sous l'action des filets fluides en mouvement, éprouvait une brusque dénivellation, montrant la position de la surface séparative.

Ces deux procédés d'expérimentation que nous désignerons par les lettres A et B ont été appliqués

à 40 nappes, et leurs résultats ont été représentés graphiquement. Quelques-unes des courbes ainsi obtenues sont bien déterminées ; les *fig.* 2 à 6 de la pl. 62 représentent comme exemple quelques courbes relevées sur les déversoirs de $0^m,75$ et $1^m,13$. On voit que leur sommet est plus rapproché de la crête que dans les nappes libres ; au lieu de se trouver, comme dans ces dernières, à l'abscisse $0,25\ h$, il correspond à environ $0,16\ h$. En outre, le relèvement ε au-dessus de la crête est notablement moindre ; on obtient pour $\frac{\varepsilon}{h}$ les valeurs ci-après :

	PROCÉDÉ A		PROCÉDÉ B	
	Nombre de nappes soumises à l'expér.	Valeur moyenne de $\frac{\varepsilon}{h}$	Nombre de nappes soumises à l'expér.	Valeur moyenne de $\frac{\varepsilon}{h}$
Déversoir de $0^m,75$ de hauteur (charges variant de $0^m,10$ à $0^m,26$) :				
Crête en mince paroi.	4	0,070	7	0,065
Crête en biseau.	3	0,072	6	0,066
Déversoir de $0^m,35$ de hauteur (charges variant de $0^m,10$ à $0^m,17$) :				
Crête en mince paroi.	1	0,067	4	0,060
Crête en biseau.	2	0,074	4	0,066
Déversoir de $0^m,24$ de hauteur, avec chute de $0^m,51$ à l'aval (charges variant de $0^m,17$ à $0^m,22$) :				
Crête en mince paroi	»	»	4	0,057
Déversoir de $1^m,13$ de hauteur et $0^m,15$ d'épaisseur (charges variant de $0^m,22$ à $0^m,38$:				
Crête en biseau.	5	0,079	»	»

Les valeurs les mieux déterminées en raison du nombre des points d'observation sont celles du déversoir de $0^m,75$ qui fixent à 0,067 ou 0,068 le rapport $\frac{\varepsilon}{h}$ pour les deux formes de crête. Sur le déversoir de $0^m,24$, $\frac{\varepsilon}{h}$ se réduit à 0,057 et, en même temps, le sommet de la courbe se rapproche de la crête jusqu'à l'abscisse $0,12\ h$; cette modification, qui est produite par la vitesse d'ar-

rivée, est bien d'accord avec ce que nous avons déjà constaté dans des cas analogues sur les déversoirs peu élevés. Enfin, sur le déversoir de $1^m,13$, la valeur de $\frac{\varepsilon}{h}$ paraît devoir atteindre environ 0,08; mais il faut remarquer que l'épaisseur du barrage avait été portée à $0^m,15$, ce qui modifie vraisemblablement la courbe inférieure.

La valeur 0,067 à laquelle nous sommes conduit pour le déversoir de $0^m,75$ doit être un peu trop faible; car, en ce qui concerne le procédé A, il faut que la pointe du tube de Pitot ait dépassé dans son mouvement descendant la surface inférieure de la nappe pour que l'on aperçoive nettement la traînée blanche accusant la rentrée de l'air; d'un autre côté, lorsque l'on relève ce tube (procédé B), il rencontre immédiatement au-dessous de cette même surface, une couche partiellement entraînée par le frottement de la nappe et soumise à des secousses brusques qui affectent le manomètre avant que l'on n'ait atteint la véritable limite de la nappe. Nous verrons plus loin que la discussion des expériences sur la répartition des vitesses conduit à porter $\frac{\varepsilon}{h}$ à 0,072.

Abordons maintenant l'étude des pressions et des vitesses. Quatre expériences spéciales ont été faites sur le déversoir de $0^m,75$ en mince paroi avec les charges $0^m,129$, $0^m,176$, $0^m,227$ et $0^m,272$; leurs résultats sont consignés dans les tableaux suivants, semblables aux tableaux analogues concernant les nappes libres; on y a seulement ajouté une colonne spéciale pour la charge h dont la constance absolue est plus difficile à obtenir avec les nappes adhérentes; les petites variations qu'elle subit sans cesse paraissent inhérentes à la nature du phénomène et il convient, pour en tenir compte au besoin, d'inscrire à côté de chaque valeur mesurée des vitesses et des pressions la charge correspondante.

MESURE DES PRESSIONS ET DES VITESSES DANS L'INTÉRIEUR DE LA NAPPE ADHÉRENTE DU DÉVERSOIR DE 0m,75 DE HAUTEUR COURONNÉ PAR UNE CRÊTE EN MINCE PAROI.

10 et 11 avril 1890 : expériences nos 2, 3 et 4; température moyenne de l'eau : 10°. — 4 juin 1890 : expérience n° 1; température de l'eau : 16°. — (Toutes les hauteurs sont exprimées en millimètres.)

ORDONNÉES z	CHARGES h	NIVEAU DANS LE TUBE des vitesses $A = z + P + \frac{u^2}{2g}$	NIVEAU DANS LE TUBE des pressions $B = z + P$	PRESSION $P = B - z$	VALEUR de $\frac{u^2}{2g} = A - B$	VALEUR de la différence $A - h$
Expérience n° 1. — Charge 0m,129.						
L'orifice des pressions est placé au début de l'expérience à 19 millim. en aval de la crête.						
0	129	−155	−152	−152	»	−284
2	129	−155	−154	−156	»	−284
3	128	−156	−152	−155	»	−284
4	129	−152	−151	−155	»	−281
5	129	−152	−150	−155	»	−281
6	129	− 10	−150	−156	140	−139
7	129	+ 20	−149	−156	169	−109
8	129	+100	−149	−157	249	− 29
9	128	+100	−145	−154	245	− 28
10	130	+110	−140	−150	250	− 20
12	128	+105	−129	−141	234	− 23
15	130	+114	−103	−118	217	− 16
18	131	+120	− 72	− 90	192	− 11
21	127	+120	− 54	− 75	174	− 7
24	130	+126	− 36	− 60	162	− 4
27	128	+127	− 24	− 51	151	− 1
30	130	+130	− 7	− 37	137	0
33	129	+130	+ 6	− 27	124	+ 1
39	132	+133	+ 23	− 16	110	+ 1
45	129	+131	+ 39	− 6	92	+ 2
51	131	+133	+ 50	− 1	83	+ 2
57	130	+132	+ 65	+ 8	67	+ 2
63	130	+132	+ 68	+ 5	64	+ 2
69	134	+137	+ 78	+ 9	59	+ 3
75	129	+131	+ 83	+ 8	48	+ 2
81	130	+133	+ 87	+ 6	46	+ 3
87	128	+130	+ 91	+ 4	39	+ 2
93	130	+133	+ 94	+ 1	39	+ 3
98	129	+131	+ 98	0	33	+ 2
Expérience n° 2. — Charge 0m,176.						
L'orifice des pressions est placé au début de l'expérience à 26 millim. en aval de la crête.						
0	176	−254	−251	−251	»	−430
3	178	−255	−254	−257	»	−433
5	176	−258	−254	−259	»	−434
6	176	−237	−247	−253	»	−413
8	176	−252	−249	−257	»	−428

ORDONNÉES z	CHARGES h	NIVEAU DANS LE TUBE des vitesses $A = z + P + \frac{u^2}{2g}$	NIVEAU DANS LE TUBE des pressions $B = z + P$	PRESSION $P = B - z$	VALEUR de $\frac{u^2}{2g} = A - B$	VALEUR de la différence $A - h$
9	175	+ 3	−242	−251	245	−172
11	176	+ 23	−243	−254	266	−153
12	176	+164	−237	−249	401	− 12
14	176	+165	−207	−221	372	− 11
15	176	+165	−179	−194	344	− 11
18	176	+169	−171	−189	340	− 7
21	175	+169	−117	−138	286	− 6
25	176	+174	− 89	−114	263	− 2
30	176	+176	− 62	− 92	238	0
36	176	+179	− 17	− 53	196	+ 3
43	176	+179	− 7	− 50	186	+ 3
51	177	+181	+ 43	− 8	138	+ 4
58	176	+179	+ 43	− 15	136	+ 3
66	175	+179	+ 75	+ 9	104	+ 4
73	176	+180	+ 75	+ 2	105	+ 4
81	174	+178	+ 95	+ 14	83	+ 4
88	177	+180	+ 95	+ 7	85	+ 3
96	175	+179	+109	+ 13	70	+ 4
103	176	+181	+109	+ 6	72	+ 5
111	175	+179	+119	+ 8	60	+ 4
118	176	+179	+122	+ 4	57	+ 3
126	175	+179	+127	+ 1	52	+ 4
130	176	+179	+130	0	49	+ 3

Expérience n° 3. — Charge 0m,227.

L'orifice des pressions est placé au début de l'expérience à 34 millim. en aval de la crête.

0	226	−374	−379	−379	»	−600
6	227	−377	−379	−385	»	−604
9	228	−337	−372	−381	35	−565
10	228	−277	−367	−377	90	−505
12	228	− 47	−362	−374	315	−275
13	227	+103	−362	−375	465	−124
15	228	+222	−317	−332	539	− 6
19	227	+213	−297	−316	510	− 14
24	225	+228	−189	−213	417	+ 3
30	228	+226	−182	−212	408	− 2
36	225	+229	−107	−143	336	+ 4
43	226	+230	− 77	−120	307	+ 4
51	226	+231	+ 6	− 45	225	+ 5
58	228	+233	+ 13	− 45	220	+ 5
66	225	+230	+ 53	− 13	177	+ 5
73	226	+231	+ 53	− 20	178	+ 5
81	223	+229	+ 87	+ 6	142	+ 6
88	227	+232	+ 89	+ 1	143	+ 5
96	224	+229	+109	+ 13	120	+ 5
103	228	+233	+111	+ 8	122	+ 5
111	227	+232	+125	+ 14	107	+ 5
118	228	+232	+126	+ 8	106	+ 4
126	229	+235	+138	+ 12	97	+ 6
133	226	+232	+139	+ 6	93	+ 6
140	228	+233	+152	+ 12	81	+ 5
148	227	+231	+151	+ 3	80	+ 4
155	226	+231	+157	+ 2	74	+ 5
164	227	+231	+164	0	67	+ 4

ORDONNÉES z	CHARGES h	NIVEAU DANS LE TUBE des vitesses $A = z + P + \frac{u^2}{2g}$	NIVEAU DANS LE TUBE des pressions $B = z + P$	PRESSION $P = B - z$	VALEUR de $\frac{u^2}{2g} = A - B$	VALEUR de la différence $A - h$
Expérience n° 4. — Charge 0m,272.						
L'orifice des pressions est placé au début de l'expérience à 41 millim. en aval de la crête.						
0	»	»	»	»	»	»
3	272	−470	−469	−472	»	−742
9	274	−466	−467	−476	»	−740
13	270	−457	−469	−482	12	−727
16	270	−137	−462	−478	325	−407
19	275	+213	−427	−446	640	−62
22	276	+273	−412	−434	685	−3
25	278	+281	−387	−412	668	+3
28	270	+276	−307	−335	583	+6
36	265	+272	−217	−253	489	+7
51	275	+284	−87	−138	371	+9
66	272	+280	−27	−93	307	+8
73	270	+276	0	−73	276	+6
81	274	+282	+29	−52	253	+8
88	275	+284	+64	−24	220	+9
96	275	+283	+93	−3	190	+8
103	268	+277	+113	+10	164	+9
111	261	+280	+120	+9	160	+9
118	270	+279	+133	+15	146	+9
126	274	+282	+141	+15	141	+8
133	278	+285	+146	+13	139	+7
141	277	+284	+156	+15	128	+7
148	270	+278	+154	+6	124	+8
155	276	+284	+172	+17	112	+8
162	265	+274	+169	+7	105	+9
170	268	+275	+181	+11	94	+7
177	273	+279	+181	+4	98	+6
184	275	+283	+192	+8	91	+8
191	271	+279	+193	+2	86	+8
193	272	+280	+193	0	87	+8

L'instrument déjà employé pour les nappes libres était, au début de l'expérience, placé de telle sorte que, la règle étant horizontale, l'orifice B (pressions) se trouvait exactement au niveau de la crête et à une distance égale à $0,15\,h$; en relevant progressivement l'instrument, cet orifice pénétrait donc dans la nappe vers le sommet de la courbe inférieure. L'orifice A (vitesses) était, comme on l'a vu, à $0^m,01$ en avant de l'orifice B. Dans son mouvement progressif de bas en haut, ce dernier traverse

d'abord l'espace occupé par l'eau morte, accusant la non-pression que nous avons déjà mesurée plus haut par un autre procédé. Il pénètre ensuite dans la nappe et, à mesure qu'il s'élève, la non-pression diminue, c'est-à-dire que la pression effective se rapproche de plus en plus de la pression atmosphérique; elle lui devient égale en un point situé à peu près aux 2/5 de l'épaisseur de la nappe; puis, continuant à croître, la surpasse un peu, passant par un maximum peu élevé au delà duquel elle décroît de nouveau jusqu'à la surface supérieure; quant aux vitesses, elles décroissent continuellement à partir de la surface inférieure.

Nous avons vu, en étudiant les nappes libres, que la somme $z + P + \frac{u^2}{2g}$ restait sensiblement constante et légèrement supérieure à h dans toute l'épaisseur de la nappe, sauf dans le voisinage de la surface inférieure, où cette somme était un peu moindre que h; mais la différence était trop peu importante pour que nous ayons cru devoir en tenir compte. Il n'en est pas de même dans les nappes adhérentes et si l'on pose

$$z + P + \frac{u^2}{2g} = kh,$$

la région dans laquelle le rapport k est inférieur à l'unité n'est plus négligeable. Elle est d'autant plus étendue et le rapport k y est d'autant plus petit que la charge h est moindre; son épaisseur atteint, en effet, environ 1/6 de h pour l'expérience n° 1 (charge $0^m,129$) et se réduit progressivement à mesure que h augmente; elle n'est plus que de $0,02h$ pour l'expérience n° 4 (charge $0^m,272$). Au delà de cette région, k devient plus grand que l'unité et ses valeurs moyennes sont, pour les quatre expériences : 1,016; 1,020; 1,022; 1,029 (moyenne générale : 1,022).

Nous emploierons, pour étudier la distribution assez compliquée des pressions et des vitesses, le mode de représentation graphique dont nous avons déjà fait usage. Mais il convient de remarquer préalablement que les pressions sont tantôt supérieures et tantôt inférieures à celle de l'atmosphère; nous considérerons, ainsi que nous l'avons dit plus haut, la quantité P (différence entre la pression réelle et la pression atmosphérique) comme positive quand la pression réelle sera supérieure à celle de l'atmosphère, et comme négative dans le cas contraire (non-pression). Ceci posé, en prenant pour abscisse le rapport $\frac{z}{h}$ et pour ordonnée $\frac{P}{h}$ ou $\frac{P}{h}+\frac{u^2}{2gh}$, chaque valeur expérimentale de ces deux quantités sera représentée par un point portant le numéro de l'expérience correspondante (Pl. 63, *fig.* 1).

Courbe des valeurs de $\frac{P}{h}+\frac{u^2}{2gh}$. Revenons à l'équation :

$$z+P+\frac{u^2}{2g}=kh,$$

en divisant par h et faisant pour abréger : $\frac{z}{h}=x$, $\frac{P}{h}+\frac{2gh}{u^2}=y$, elle peut s'écrire :

$$x+y=k,$$

et en donnant à k les valeurs ci-dessus : 1,016, 1,020, 1,022, 1,029, elle représentera quatre droites parallèles le long desquelles se placeront les points correspondants à nos quatre expériences. Afin de ne pas compliquer la figure, nous n'indiquerons que les deux droites extrêmes ($k=1,016$ et 1,029). On voit que, dans toute la région supérieure de la nappe, les points représentant les valeurs de $\frac{P}{h}+\frac{u^2}{2gh}$ restent bien groupés sur une zone rectiligne

fort étroite, mais, qu'on approchant de la surface inférieure, ils descendent au-dessous de cette zone en suivant une courbe d'autant plus développée que la charge est moindre. Ces arcs de courbe, indiqués pour chacune des quatre expériences, montrent que l'épaisseur de la couche influencée par le contact de l'eau morte va en diminuant à mesure que la vitesse absolue de l'écoulement augmente, ce qui se conçoit facilement (*).

Si la nappe n'exerçait aucun effet d'entraînement sur l'eau qu'elle recouvre et se terminait par une surface séparative absolument nette, les courbes s'arrêteraient brusquement à l'abscisse $\frac{e}{h}$; pour les abscisses inférieures, les pressions varieraient hydrostatiquement et l'on aurait pour chaque expérience une ligne discontinue formée de deux tronçons de droites aboutissant à des hauteurs différentes sur une même ordonnée. Mais il n'en est pas tout à fait ainsi; une mince couche d'eau est entraînée par le frottement de la nappe, de sorte qu'au-dessous de sa limite véritable, correspondante à la plus grande vitesse, l'instrument accuse encore sur une certaine épaisseur des vitesses notables. Le passage du maximum positif de $\frac{P}{h} + \frac{u^2}{2gh}$ (vitesse à la surface inférieure de la nappe) au maximum négatif (non-pression

(*) Il est possible toutefois, en ce qui concerne les faibles charges, que la diminution de $\frac{P}{h} + \frac{u^2}{2gh}$ soit en partie le résultat d'une erreur expérimentale, les indications de l'instrument étant un peu faussées par l'effet de l'obliquité suivant laquelle son extrémité antérieure rencontre les filets liquides. La courbure inférieure de la nappe est très prononcée, et, si l'on considère en particulier la charge de $0^m,129$, on voit que l'orifice des pressions étant placé à $0,15h$, soit à 2 centimètres de la crête, celui des vitesses, situé à un centimètre seulement de la crête, rencontrait les filets inférieurs dans leur direction ascendante, ce qui jette quelque incertitude sur ses indications dans cette région de la nappe.

sans vitesse sous la nappe), bien que très rapide, s'opère cependant sur une étendue appréciable ; il faut descendre jusqu'à l'abscisse 0,055 ou même 0,050 pour obtenir la non-pression complète. L'épaisseur de cette couche soumise à l'action de l'entraînement de la nappe paraît être d'environ 1 ou 2 centièmes de h.

Il résulte de ce qui précède que les valeurs de $\frac{\varepsilon}{h}$ déterminées plus haut doivent être un peu faibles, le tube de Pitot employé à cette recherche ayant certainement indiqué des vitesses notables au-dessous de la véritable limite de la nappe qui répond à la plus grande vitesse ; la valeur rectifiée de $\frac{\varepsilon}{h}$ s'obtiendra donc en déterminant sur les courbes à quelle abscisse correspond le maximum de u, et l'on est conduit ainsi à poser $\frac{\varepsilon}{h} = 0,072$ (*).

Courbe des pressions. — La forme des courbes de pression est assez compliquée ; dans la région des pressions positives (partie supérieure de la nappe), elles s'élèvent très peu au-dessus de l'axe des abscisses, l'ordonnée maximum ne variant que de 0,052 à 0,067, suivant la charge ; elles coupent cet axe vers l'abscisse 0,36,

(*) Les courbes tracées ne s'arrêtent pas exactement à l'abscisse 0,072; elles se prolongent un peu au delà, dépassant d'autant plus l'abscisse 0,072 que la charge est moindre. Il faut remarquer de nouveau que l'orifice A (vitesses), étant à $0^m,01$ en avant de l'orifice B, rencontre la surface inférieure de la nappe dans sa partie ascendante avant que l'orifice B n'en ait atteint le sommet. Le point de cette surface ainsi déterminé par l'apparition de la vitesse maximum se trouve par suite, non au sommet, mais à $0^m,01$ en avant, et la valeur de ε que l'on en déduit doit être augmentée de la flèche du petit arc de la courbe inférieure compris entre les deux orifices. La forme de cette courbe étant suffisamment connue, la correction à apporter à ε peut être calculée d'une manière très approchée et cette correction, d'autant plus importante que la charge est moindre, ramène pour toutes les charges la valeur de $\frac{\varepsilon}{h}$ au chiffre à peu près constant de 0,072.

point où la pression devient égale à celle de l'atmosphère, et s'abaissent ensuite rapidement, accusant une non-pression croissante à mesure que l'on descend vers la partie inférieure de la nappe. Les valeurs expérimentales de $\frac{P}{h}$ présentent d'assez nombreuses anomalies, la pression en un point donné oscillant sans cesse autour d'un état moyen qu'il n'est pas toujours facile de saisir au milieu de ces continuelles fluctuations; il en résulte dans la position des points figurant les valeurs de $\frac{P}{h}$ des écarts irréguliers supérieurs à la faible distance qui sépare les courbes correspondantes aux différents débits; elles sont, en effet, tellement rapprochées dans la région des pressions positives, qu'il serait assez malaisé de déterminer chacune d'elles isolément; le procédé le plus simple pour se rendre compte de leur forme consiste à tracer une courbe moyenne pour l'ensemble des quatre expériences et à mener ensuite parallèlement les deux courbes extrêmes, ainsi que nous l'avons indiqué sur la figure. Dans la région des pressions négatives, les courbes s'écartent peu à peu et sont nettement séparées à la surface inférieure de la nappe.

Courbe des vitesses. — On déduit aisément des deux courbes figurant les valeurs de $\frac{P}{h} + \frac{u^2}{2gh}$ et $\frac{P}{h}$, celle des vitesses, dont les ordonnées représentent les valeurs de $\frac{u}{\sqrt{2gh}}$. On voit immédiatement, à l'aspect de cette dernière courbe, que l'écart entre la plus grande et la plus petite vitesse est beaucoup plus grand dans les nappes adhérentes que dans les nappes libres. Comparons les valeurs extrêmes de $\frac{u}{\sqrt{2gh}}$ fournies par l'expé-

rience avec celles que donnerait l'application de la formule de D. Bernouilli, que nous écrirons, en divisant les deux membres de l'équation par h :

$$\frac{z}{h} + \frac{P}{h} + \frac{u^2}{2gh} = 1.$$

A la surface supérieure, on a : $z = \eta + \varepsilon$, $P = 0$, η désignant l'épaisseur de la nappe, et par suite :

$$\frac{u_1}{\sqrt{2gh}} = \sqrt{1 - \frac{\varepsilon}{h} - \frac{\eta}{h}}.$$

De même à la surface inférieure $z = \varepsilon$, $P = P_0$, et :

$$\frac{u_2}{\sqrt{2gh}} = \sqrt{1 - \frac{\varepsilon}{h} - \frac{P_0}{h}}.$$

Les résultats de la comparaison numérique sont groupés dans le tableau suivant :

DÉSIGNATION des nappes	VALEURS DE			VALEURS de $\frac{u_1}{\sqrt{2gh}}$ à la surface supérieure de la nappe (*)		VALEURS de $\frac{u_2}{\sqrt{2gh}}$ à la surface inférieure de la nappe		RAPPORT des deux vitesses extrêmes $\frac{u_2}{u_1}$	
	$\frac{\varepsilon}{h}$	$\frac{\eta+\varepsilon}{h}$	$-\frac{P_0}{h}$	d'après l'expér.	d'après la formule	d'après l'expér.	d'après la formule	d'après l'expér.	d'après la formule
Nappes libres	0,112	0,780	0	0,475	0,469	0,946	0,942	1,99	2,01
Nappes adhérentes. Charge $0^m,129$	0,072	0,729	1,23	0,536	0,521	1,372	1,469	2,56	2,82
Nappes adhérentes. Charge $0^m,272$	0,072	0,711	1,75	0,572	0,538	1,603	1,636	2,80	3,04

(*) Les valeurs de u_1, vitesse à la surface supérieure, sont celles qui correspondent au point situé sur la verticale passant par le sommet de la surface inférieure et non aux points de sortie des orifices de l'instrument qui sont un peu plus bas et varient légèrement avec la charge ; ils ne concordent pas, par suite, avec les indications de la figure, les remarques qui, dans le deuxième fascicule, concernent la position de ces points étant également applicables aux expériences que nous discutons, sauf les modifications résultant de la différence du profil. Signalons à cette occasion une légère inexactitude qui s'est glissée dans la note, page 499, de ce fascicule, où la vitesse est indiquée comme appartenant à la verticale élevée sur la crête ; le mot : *crête* doit être remplacé par : *sommet de la courbe inférieure*, ainsi que le montre, du reste, la valeur de l'abscisse : $x = 0,78\ h$.

A la surface supérieure, les vitesses calculées sont un peu plus faibles que les vitesses expérimentales ; mais il faut remarquer que la formule, telle que nous l'avons posée, ne tient pas compte de la vitesse d'arrivée ; si on voulait introduire cet élément, il faudrait remplacer, dans le second membre de l'équation, l'unité par un nombre k un peu plus grand (1,003 à 1,013 pour les nappes libres, 1,016 à 1,029 pour les nappes adhérentes), et les vitesses calculées ne différeraient plus sensiblement de leurs valeurs expérimentales. A la surface inférieure, les choses ne se passent plus de même ; l'accord subsiste pour les nappes libres, mais pour les nappes adhérentes, les vitesses calculées deviennent trop fortes, et le principe de D. Bernouilli cesse d'être applicable, la courbure excessive des filets au passage de la crête donnant lieu à une perte de charge sensible.

Si l'on essaie de déterminer, comme pour les nappes libres, une valeur approchée du coefficient de débit m en mesurant l'aire comprise entre la courbe des vitesses et l'axe des abscisses, cette aire étant limitée par les ordonnées extrêmes de la courbe des pressions, on obtient les résultats ci-après :

Valeur de m d'après la courbe.	Charge $0^m,129$;	$m=0,547$
	Charge $0^m,272$;	$m=0,553$
Valeur de m d'après l'expérience (série n° 40)	Charge $0^m,129$:	$m=0,536$ (Moyenne des exp. 11 et 12)
	Charge $0^m,272$;	$m=0,559$ (Moy des exp. 30, 31 et 32)

Bien que ce calcul donne lieu à quelques réserves déjà formulées pour les nappes libres, il n'en constitue pas moins une vérification assez satisfaisante de l'ensemble des résultats.

Nous avons, dans notre deuxième fascicule, montré comment l'expérience confirme les formules théoriques obtenues par M. Boussinesq dans le cas des nappes libres ; nous allons effectuer cette même comparaison pour les nappes adhérentes, ce qui nous permettra de pénétrer plus avant

dans l'étude du phénomène. Nous rappellerons d'abord que la théorie de M. Boussinesq (*) est basée sur la supposition du parallélisme approché des filets fluides dans la section dite contractée, parallélisme d'après lequel ces filets auraient tous, au passage de cette section, un centre commun de courbure situé sur la verticale passant par le point le plus élevé de la surface inférieure, ou du moins sur une droite presque verticale rencontrant cette surface un peu en aval de son sommet. Cette hypothèse permet de poser une équation fort simple qui, jointe à celle de D. Bernouilli, détermine les pressions et les vitesses sur chaque filet et par conséquent le débit total q; on obtient ainsi pour la valeur du coefficient m :

$$m = [k\sqrt{1+n} - (k\sqrt{1+n})^3]\frac{\log k}{k-1}\left(1-\frac{\varepsilon}{h}\right)^{\frac{3}{2}};$$

n désigne ici le rapport $\frac{P_0}{h-\varepsilon}$ (P_0 étant la non-pression sous la nappe prise positivement); k est une quantité liée à l'épaisseur η de la nappe par la relation :

$$\frac{\eta}{h-\varepsilon} = 1 - k^2(1+n),$$

et déterminée par la condition que la valeur adoptée pour k et par suite pour η rende maximum celle de q.

Dans un travail plus récent (**), M. Boussinesq a modifié son analyse en admettant que ε est une fraction constante, non plus de h, mais, ce qui paraît plus vraisemblable, de $\eta + \varepsilon$. Ce changement, qui conduit à augmenter un peu la valeur de k et n'affecte que légèrement celle de m, modifie assez sensiblement les autres conditions de l'écoulement (épaisseur de la nappe, rapports des vitesses, etc.).

(*) *Comptes rendus*, 4 juillet, 10, 17 et 24 octobre 1887.

(**) *Comptes rendus*, 30 septembre et 7 octobre 1889.

Nous allons déduire de l'analyse de M. Boussinesq les valeurs théoriques des rapports $\frac{m}{m'}$ et $\frac{\eta}{h}$; nous calculerons également à l'aide de ses formules les données principales qui définissent la répartition des vitesses et des pressions, c'est-à-dire le rapport des vitesses extrêmes, la valeur et la position de la pression maximum, etc. En laissant de côté quelques chiffres exceptionnels, les valeurs de n qui correspondent à nos nappes adhérentes, sont presque toutes comprises entre 1 et 2.

Rapports $\frac{m}{m'}$. — Si l'on détermine, pour diverses valeurs de n comprises entre les limites 1 et 2, celles du coefficient m, et qu'on les divise par le coefficient m' correspondant à la nappe libre ($n=0$), on obtiendra les valeurs théoriques du rapport $\frac{m}{m'}$ qu'il s'agit de comparer aux résultats de l'expérience. La courbe qui aurait pour abscisse n, ou ce qui revient au même $\frac{P_0}{h}$, et pour ordonnée $\frac{m}{m'}$, diffère peu d'une ligne droite dans l'espace que nous considérons, et l'on peut, en vue d'obtenir une expression linéaire comparable à notre formule expérimentale :

$$\frac{m}{m'}=1{,}07-\beta\frac{P_0}{h},$$

remplacer cet arc de courbe par sa corde ou mieux par une sécante parallèle passant à peu près par le centre de gravité de l'arc ; l'équation de cette droite est :

$$\frac{m}{m'}=1{,}124-0{,}115\frac{P_0}{h}.$$

L'expression théorique de $\frac{m}{m'}$ excède donc sa véritable

valeur expérimentale (*) de la quantité $0{,}054 + 0{,}013 \frac{P_0}{h}$ soit de 0,041 à 0,028 quand — $\frac{P_0}{h}$ varie de 1 à 2 ; nous avons montré, d'autre part, que le coefficient m' calculé pour la nappe libre est lui-même un peu trop élevé ; l'écart entre la théorie et l'expérience s'accroît par suite de 3 à 4 p. 100 en passant de la nappe libre à la nappe adhérente. On pouvait le prévoir, en remarquant que cette dernière s'écarte encore davantage du parallélisme des filets admis comme point de départ de la formule.

Rapport $\frac{\eta}{h}$. — La différence de constitution des deux nappes apparait très nettement lorsque l'on compare les épaisseurs η. Nous avons trouvé, dans le cas de la nappe libre, $\frac{\eta}{h} = 0{,}67$; la théorie, en supposant $n = 0$, conduit exactement au même chiffre et se trouve dans ce cas parfaitement confirmée. Il n'en est plus de même pour les nappes adhérentes ; le rapport $\frac{\eta}{h}$ est variable et décroît à mesure que la charge h augmente. La chute superficielle depuis le plan d'eau d'amont jusqu'au point où nous mesurons l'épaisseur η, est notablement accrue. Cette chute $h - (\eta + \epsilon)$, qui ne s'élevait dans la nappe libre qu'à $0{,}22h$, peut atteindre, dans la nappe adhérente, $0{,}28\,h$; l'inclinaison de la surface supérieure sur l'horizontale au droit de la section contractée y est plus grande et, par conséquent, la convergence des filets plus marquée. Aussi la formule donne-t-elle pour $\frac{\eta}{h}$ une valeur trop élevée, sa-

(*) En donnant à β la valeur moyenne 0,128 applicable aux déversoirs à crête mince.

voir : $\frac{\eta}{h} = 0,70$, à laquelle correspond une chute superficielle $0,23\,h$ sensiblement égale à celle des nappes libres.

Rapport des vitesses extrêmes. — Le rapport des vitesses qui ont lieu à la surface supérieure et à la surface inférieure de la nappe, est mesuré, dans la théorie de M. Boussinesq, par le quotient $\frac{1}{k}$. En construisant l'épure des vitesses pour les deux expériences faites sur le déversoir de $0^m,75$ avec les charges $0^m,129$ et $0^m,272$, nous avons obtenu comme valeurs de ce rapport 2,56 pour la charge $0^m,129$ et 2,80 pour la charge $0^m,272$. La théorie conduit à des chiffres plus élevés de près d'un cinquième. Deux causes interviennent ici pour produire cette différence considérable ; en premier lieu, nous venons de montrer, en étudiant le rapport $\frac{\eta}{h}$, que la théorie évalue trop bas la pente superficielle et par suite la vitesse à la surface supérieure ; d'un autre côté, elle suppose à la surface inférieure l'application exacte de la formule de D. Bernouilli, et nous avons constaté que cette équation n'est pas satisfaite dans les tranches inférieures de la nappe ; la vitesse correspondante est de ce fait évaluée trop haut. Les hypothèses fondamentales se trouvent donc toutes deux en défaut ; les deux erreurs qui en résultent sont à peu près d'égale importance, et s'ajoutent pour fausser d'environ 20 p. 100 la valeur du rapport.

Maximum de pression, position de ce maximum et du point où $P=0$. — Les courbes de pression tracées sur la Pl. 63 ne s'écartent notablement les unes des autres qu'à la partie inférieure de la nappe ; elles se rapprochent rapidement dès qu'on s'élève, coupent l'axe des abscisses en des points très voisins et se suivent ensuite de très près

dans toute la région des pressions positives ; le maximum de ces pressions ne dépasse pas quelques centièmes de h. Toutes ces particularités sont bien conformes aux formules de M. Boussinesq.

1° *Maximum de pression.* — La valeur de ce maximum décroît un peu à mesure que la charge augmente ; elle varie, d'après la figure, entre 0,05 et 0,07 ; d'après le calcul, entre 0,07 et 0,08. La différence est minime, d'autant plus qu'il convient de la rapprocher, non de la petite valeur du maximum des pressions positives, mais plutôt de l'écart total des pressions dans toute la traversée de la nappe, écart qui a varié, suivant la charge, de $1,30\,h$ à $1,80\,h$. Quant à la position du maximum, que le calcul place entre les abscisses $\frac{z}{h} = 0,52$ et $0,55$, elle se trouve sur l'épure vers l'abscisse $\frac{z}{h} = 0,51$.

2° *Point où* $P = 0$. — Il existe dans l'intérieur de la nappe un point de passage où la pression est précisément égale à celle de l'atmosphère ; ce point est déterminé par l'intersection des courbes avec l'axe des abscisses. Il se trouve, d'après le calcul, entre les abscisses 0,39 et 0,35, et d'après la figure, vers l'abscisse 0,36. La différence n'est pas importante, l'intersection ayant lieu d'ailleurs sous un angle assez aigu, ce qui ne permet pas de déterminer la position du point avec toute la précision désirable.

Nous terminerons ici l'étude des nappes adhérentes ; cette étude n'avait pas encore été faite, et ce genre de nappes n'avait été obtenu jusqu'à présent sur les déversoirs à vive arête que dans des cas particuliers et avec de faibles charges. Dans son *Traité de la mesure des eaux courantes*, M. Boileau divise ainsi qu'il suit (page 8), les nappes des déversoirs en trois classes : « 1° celles qui, à partir du sommet du barrage, s'en

« détachent et tombent librement sur le fond du canal;
« 2° les nappes renfermant entre elles et la surface d'aval
« du barrage une masse d'eau agitée, un remous qui s'élève
« jusqu'au seuil du déversoir; 3° celles qui, s'appliquant à
« cette surface solide, en suivent les contours. Les nappes
« de second genre succèdent aux premières lorsque le
« rapport entre la hauteur de la charge et celle du barrage
« dépasse certaines limites, et la transition s'établit par
« une sorte de nappes mixtes, très instables, dont la
« charge et la courbure varient continuellement.... Quant
« aux nappes de la troisième classe, il est certains dispo-
« sitifs usités dans la pratique, pour lesquels elles se pro-
« duisent exclusivement; dans d'autres, nous les avons
« obtenues concurremment avec les secondes, mais sans
« que celles du premier genre soient engendrées sous
« aucune charge. »

Les nappes du premier genre correspondent bien à nos nappes déprimées et celles du second genre à nos nappes noyées en dessous; mais les nappes adhérentes (troisième genre) ne constituent pas, comme dans nos expériences, la transition régulière entre celles du premier et celles du second genre; et l'adhérence n'apparaît que dans les faibles charges. On lit en effet (page 43) : « Si, au lieu
« de faire monter lentement l'eau par-dessus le barrage,
« on lève la vanne alimentaire de manière à produire rapi-
« dement une élévation de quelques centimètres, la nappe
« liquide formée ainsi s'applique au barrage en prenant le
« profil *abcd* (*fig.* 10) (*), et persévère dans cet état jusqu'à
« ce que la charge ait atteint une valeur de $0^m,135$ envi-
« ron. A partir de cette charge, ou bien la nappe se renfle

(*) Le profil indiqué sur cette figure reproduit bien la forme que nous avons observée sur nos nappes adhérentes dans le cas des faibles charges; M. Boileau a également remarqué sur la surface de la nappe des ondulations verticales qui descendent jusqu'au pied du barrage et ressemblent aux plis d'une draperie trop large qu'on aurait jetée sur cette nappe.

« vers le bas pour se rapprocher du profil parabolique, « ou, ce qui arrive généralement, elle se détache tout « entière et brusquement du barrage.....

La nappe adhérente des faibles charges, qui se détruit par une introduction d'air et ne se reconstitue plus ensuite, est donc la seule qui ait été obtenue par M. Boileau; la nappe adhérente stable, qui, dans nos expériences, apparaît spontanément entre les deux autres sortes de nappes, manque et se trouve remplacée par un état instable. Ce fait s'explique par la faible épaisseur du barrage qui était constitué par un simple madrier de $0^m,05$; c'est ce qui a rendu impossible la production des nappes adhérentes pour les fortes charges. Nous avons vu, en effet, que l'épaisseur du barrage, ou, pour parler plus exactement, la distance horizontale entre sa crête et le plan de sa face aval, ne doit pas, pour une hauteur donnée du déversoir, descendre au-dessous d'une certaine limite; c'est ainsi que nous avons dû, en passant du déversoir de $0^m,75$ à celui de $1^m,13$, porter l'épaisseur de $0^m,10$ à $0^m,15$ pour rendre possible la production de la nappe adhérente. C'est précisément lorsqu'elle ne peut se produire qu'apparaît l'état instable signalé par M. Boileau. Il nous suffisait, pour l'obtenir, de retourner notre barrage type, de manière à placer le biseau du côté d'amont; l'arête métallique formant la crête se trouvait alors dans le plan vertical de la face d'aval, et l'on observait un mode d'écoulement fort curieux, quand on établissait la charge nécessaire pour produire la nappe adhérente dans la position normale du barrage; cette nappe tendait sans cesse à se produire en commençant par le pied, mais elle se détachait subitement, au moment même où elle allait être complètement constituée, puis elle se rapprochait de nouveau pour se rompre encore, et ainsi de suite indéfiniment. Chacune de ces ruptures étant accompagnée d'une variation dans le niveau d'a-

mont, ce niveau ne pouvait se fixer et restait soumis à une fluctuation incessante.

Les nappes adhérentes ne se rencontrent pas très fréquemment dans les applications; sur les déversoirs en mince paroi tels que ceux que nous venons d'étudier, elles se détruisent assez facilement, s'il peut se produire quelque rentrée d'air; sur les barrages à poutrelles, si usités dans la pratique, elles ne sont pas stables; mais on peut rencontrer alors l'état instable dont il a été question plus haut, ce qui rend toute détermination exacte du débit fort difficile. Il existe toutefois certains dispositifs de déversoirs (crêtes arrondies, talus incliné en aval de la crête, etc.), sur lesquels les nappes adhérentes se produisent plus facilement ou même nécessairement, et il faut y avoir égard si l'on veut éviter, le cas échéant, des erreurs considérables. On trouve dans l'ouvrage de M. Boileau six séries d'expériences sur des dispositifs de cette nature, savoir :

(A). Barrage de $0^m,12$ d'épaisseur, arrondi au sommet suivant un demi-cylindre circulaire; hauteur au-dessus du fond du canal : $0^m,384$ (p. 155).

(B). Même barrage incliné vers l'amont, suivant une pente de 3 de hauteur pour 1 de base, ce qui réduit sa hauteur à $0^m,354$ (p. 161).

(C). Digue à sommet arrondi raccordée en amont et en aval avec le fond du lit; hauteur du barrage : $0^m,420$ (p. 164).

(D). Déversoir alimentaire de roue hydraulique, $0^m,04$ à $0^m,05$ d'épaisseur, seuil en quart de cercle suivi d'un coursier circulaire; hauteur : $0^m,465$ (p. 169).

(E). Déversoir alimentaire de roue hydraulique, $0^m,09$ à $0^m,10$ d'épaisseur, seuil en quart de cercle suivi d'un coursier circulaire; hauteur : $0^m,417$ (p. 172).

(F). Déversoir alimentaire de roue hydraulique, seuil épais avec arrondissement prolongé du côté d'amont et

suivi en aval d'un coursier circulaire; hauteur : $0^m,424$ (p. 174).

Les résultats obtenus sur ces divers dispositifs sont groupés dans le tableau suivant; la lettre *n* désigne, à la fin des séries A et B, des nappes noyées en dessous succédant aux nappes adhérentes.

SÉRIE A		SÉRIE B		SÉRIE C		SÉRIE D		SÉRIE E		SÉRIE F	
Charge *h*	Coefficient *m*	Charge *h*	Coefficient *m*	Charge *h*	Coefficient *m*	Charge *h*	Coefficient *m*	Charge *h*	Coefficient *m*	Charge *h*	Coefficient *m*
m.		m.		m		m.		m		m.	
0.090	0.483	0.085	0.471	0.109	0,441	0.044	0,427	0.110	0,417	0.098	0.455
0.150	0.538	0.116	0.516	0.113	0,489	0,075	0.470	0.137	0.462	0.134	0.494
0,163	0.551	0.135	0.532	0.137	0,491	0.094	0,505	0,140	0.458	0.153	0.502
0,188	0,519 *n*	0,154	0.553	0,166	0,510	0,120	0.535	0,165	0,476	0.173	0,520
0,210	0,556 *n*	0,183	0,576 *n*	0,183	0,517	0,150	(0.494 nappe d'un genre mixte).	0,169	0;484	0,187	[illegible]
0,232	0,575 *n*	0.235	0.562 *n*	»	»	»	»	0,181	0,495	0,205	0.537
»	»	0,251	0,561 *n*	»	»	»	»	»	»	»	»

Les coefficients de M. Boileau ne sont pas tout à fait comparables aux nôtres, la charge ayant été déterminée par l'observation du niveau de l'eau dans un tube vertical immergé contre la paroi d'amont du déversoir; ce procédé tend à augmenter un peu la valeur de *h*, et, par suite, à diminuer celle-ci de *m*. On voit néanmoins que le coefficient *m* parait tendre vers la limite 0,55 ou 0,56, comme dans nos expériences sur les déversoirs en mince paroi. Des nappes noyées en dessous apparaissent à la fin des séries A et B; leurs coefficients, contrairement à ce que nous avons constaté sur nos déversoirs à vive arête, sont légèrement supérieurs à ceux des nappes adhérentes; on peut même remarquer, en ce qui concerne particulièrement la série B, que le maximum de *m*, au lieu de correspondre à la dernière valeur des nappes adhérentes, correspond à la première valeur des nappes noyées en dessous. La distinction de deux genres de

nappes n'est vraisemblablement pas très nette sur ces crêtes arrondies, qui se prêtent beaucoup moins d'ailleurs à des expériences précises que les crêtes en mince paroi.

Plus simple au point de vue théorique que la nappe noyée en dessous, en ce sens, du moins, qu'elle est à peu près indépendante des variations du niveau d'aval, la nappe adhérente se modifie avec la forme de la crête, sur laquelle elle se moule, pour ainsi dire; nous avons vu, en effet, que les résultats obtenus avec nos deux dispositifs à crête mince et à biseau s'écartent assez sensiblement et ne se rapprochent que vers la fin de chaque série; ces deux dispositifs ne diffèrent cependant pas beaucoup l'un de l'autre. Il n'est donc pas possible d'établir, comme nous l'avons fait pour le cas bien mieux défini des nappes libres se déversant sur une arête vive, des formules générales applicables en toute circonstance, et l'on ne pourra dans la pratique se dispenser de recourir aux expériences spéciales concernant les types les plus communément usités.

Dijon, le 28 janvier 1891.

OFILS DES NAPPES ET MESURES DES NON-PRESSIONS

TABLEAUX DES DONNÉES FOURNIES PAR L'OBSERVATION DIRECTE

(Le millimètre est pris pour unité.)

ESURE DES NON-PRESSIONS SOUS LES NAPPES ADHÉRENTES DES DÉVERSOIRS DE 1m,13, 0m,75, 0m,50, 0m,35 ET 0m,24 DE HAUTEUR.

Mai 1888. — *Température moyenne de l'eau : 14°.*

— **Déversoirs couronnés par une crête en mince paroi.**

1° *Déversoir de 0m,75 de hauteur.*

ARGES	Non-pressions : Manomètre à eau	Non-pressions : Manomètre à air	Non-pressions : Moyenne	Désignation des nappes
50	38	36	37	Nappe adhérente seulement au sommet du déversoir, et détachée au-dessous.
62	48	46	47	
70	53	53	53	
80	68	66	67	
90	83	80	82	
98	93	90	91	
110	117	113	115	Nappe adhérente complète.
120	138	130	134	
130	156	150	153	
140	170	170	170	
150	193	192	193	
160	213	215	214	
170	243	245	244	
180	267	267	267	
190	287	284	286	
198	314	318	316	
203	326	327	327	
210	344	340	342	
218	360	358	359	
225	395	398	396	
231	404	400	402	
242	431	433	432	
255	444	450	447	
262	460	461	461	
270	463	470	467	
[illegible]	465	470	468	

Transformation de la nappe.

CHARGES	Non-pressions : Manomètre à eau	Non-pressions : Manomètre à air	Non-pressions : Moyenne	Désignation des nappes
280	263	262	262	Nappe noyée en dessous.

2° *Déversoir de 0m,50 de hauteur.*

CHARGES	Non-pressions : Manomètre à eau	Non-pressions : Manomètre à air	Non-pressions : Moyenne	Désignation des nappes
50	40	37	39	Nappe adhérente seulement au sommet du déversoir, et détachée au-dessous.
60	44	42	43	
70	53	56	55	
82	76	75	75	
90	85	86	86	Nappe adhérente complète.
100	100	96	98	
110	120	115	118	
122	141	134	137	
132	159	158	158	
143	188	186	187	
152	208	204	206	
160	218	219	219	
172	249	249	249	
180	278	278	278	
190	303	309	306	
200	318	326	322	
210	326	334	330	

Transformation de la nappe.

CHARGES	Non-pressions : Manomètre à eau	Non-pressions : Manomètre à air	Non-pressions : Moyenne	Désignation des nappes
212	155	157	156	Nappe noyée en dessous.

3° *Déversoir de 0m,35 de hauteur.*

CHARGES	Non-pressions : Manomètre à eau	Non-pressions : Manomètre à air	Non-pressions : Moyenne	Désignation des nappes
54	38	41	40	Nappe adhér. au sommet.
68	56	56	56	Nappe adhérente complète.
78	61	62	61	

CHARGES	NON-PRESSIONS Manomètre à eau	Manomètre à air	Moyenne	DÉSIGNATION des nappes
92	90	89	89	Nappe adhérente complete.
102	106	103	104	
120	142	145	144	
130	157	158	157	
140	179	181	180	
150	189	190	189	
Transformation de la nappe.				
160	101	98	99	Nappe noyée en dessous.
4° *Déversoir de* 0m,24 *de hauteur.*				
50	39	37	38	Nappe adhérente complete.
60	41	40	42	
72	54	55	55	
80	71	70	70	
85	79	78	78	
94	93	92	92	
104	104	103	104	
114	109	108	108	
116	107	107	107	
118	104	105	105	
Transformation de la nappe.				
124	62	60	61	Nappe noyee en dessous.
5° *Déversoir de* 1m,13 *de hauteur.*				
50	33	33	33	Nappe adhérente seulement au sommet du déversoir, et detachée au-dessous.
60	40	40	40	
70	52	52	52	
80	62	61	61	
90	75	73	74	
100	90	90	90	
120	109	111	110	
140	136	138	137	
158	146	151	149	
180	190	191	190	Nappe adhérente complete.
200	202	200	201	
220	260	262	261	
240	295	295	295	
260	348	350	349	
280	385	388	387	
298	413	411	412	
317	490	490	490	
340	535	538	536	
363	600	603	602	
376	610	628	621	
390	642	652	647	
400	680	665	672	
410	670	655	662	
420	680	680	680	
430	685	695	690	

CHARGES	NON-PRESSIONS Manomètre à eau	Manomètre à air	Moyenne	DÉSIGNATION des nappes
Transformation de la nappe.				
438	380	379	380	Nappe noyée en des
6° *Nappe adhérente modifiée par une retenue d'aval voisine de la lim*				
Déversoir de 0m,75 *de hauteur.*				
92 (—25)	»	20	»	Les nombres placés par n h-ses à a d la harge indiq la hauteur de la [illegible] du déversoir au-dessus du plan d'eau d'aval n'y a pas eu d'observations au manomètre à eau.
100 (—25)	»	25	»	
108 (—20)	»	36	»	
112 (—10)	»	45	»	
122 (0)	»	61	»	
129 (10)	»	80	»	
136 (20)	»	95	»	
145 (30)	»	126	»	
153 (40)	»	142	»	
164 (40)	»	178	»	
175 (50)	»	210	»	
183 (60)	»	230	»	
193 (75)	»	259	»	
202 (90)	»	280	»	
212 (90)	»	293	»	
220 (110)	»	315	»	
230 (120)	»	357	»	
242 (150)	»	391	»	
253 (180)	»	404	»	
265 (210)	»	430	»	
II. — Déversoirs couronnés par une c en biseau.				
1° *Déversoir de* 0m,75 *de hauteur.*				
57	19	14	16	Nappe adhérente seulement au sommet déversoir, et deta au-dessous.
75	32	24	28	
91	47	40	43	
111	69	68	68	
126	97	91	94	
145	142	139	140	
160	189	189	189	Nappe adhérente complète.
174	225	223	224	
188	280	272	276	
203	325	326	326	
219	390	385	387	
235	448	447	447	
250	507	501	504	
266	568	566	567	
275	587	589	588	
282	557	562	560	
287	535	546	541	

CHARGES	NON-PRESSIONS Manomètre à eau	Manomètre à air	Moyenne	DÉSIGNATION des nappes
				Transformation de la nappe.
288	255	269	262	Nappe noyée en dessous.
				2° Déversoir de 0m,50 de hauteur.
53	11	11	11	Nappe adhérente seulement au sommet du deversoir, et detachée au-dessous.
55	14	12	13	
68	25	25	25	
75	28	26	27	
88	47	44	45	
112	82	78	80	Nappe adhérente complete.
122	104	97	100	
142	144	141	142	
155	184	176	180	
172	231	230	230	
185	276	272	274	
198	329	322	326	
215	374	370	372	
222	384	389	386	
225	»	394	»	
230	»	396	»	
				Transformation de la nappe.
232	136	134	133	Nappe noyée en dessous.
				3° Déversoir de 0m,35 de hauteur.
46	4	5	5	Nappe adhérente seulement au sommet.
62	19	17	18	
73	27	26	26	
84	38	37	38	Nappe adhérente complète.
90	45	43	44	
104	66	63	64	
121	02	98	100	
141	147	144	145	
154	177	177	177	
168	209	06	208	
175	217	219	218	
178	212	212	212	
				Transformation de la nappe.
182	81	79	80	Nappe noyée en dessous

CHARGES	NON-PRESSIONS Manomètre à eau	Manomètre à air	Moyenne	DÉSIGNATION des nappes
				4° Déversoir de 0m,24 de hauteur.
47	9	7	8	Nappe adhér. au sommet
60	17	15	16	
78	28	27	28	Nappe adhérente complète.
92	42	42	42	
102	51	51	51	
105	60	60	60	
122	88	89	88	
140	108	110	109	
				Transformation de la nappe.
145	50	50	50	Nappe noyée en dessous.
				5° Déversoir de 1m,13 de hauteur.
48	10	7	8	Nappe adhérente seulement au sommet du déversoir, et detachée au-dessous.
58	19	13	16	
68	23	17	20	
78	29	24	26	
88	37	29	33	
108	43	35	39	
121	53	49	51	
129	69	64	66	
158	89	85	87	
177	138	135	136	Nappe adhérente complète.
197	170	167	168	
222	219	220	219	
243	278	275	276	
266	341	337	339	
288	417	407	412	
300	447	448	448	
317	508	503	505	
329	555	539	547	
345	591	580	585	
362	653	640	64	
384	703	711	707	
406	763	75[illegible]	760	
414	738	745	741	
419	738	748	743	
430	718	730	724	
439	713	714	714	
				Transformation de la nappe.
435	361	345	353	Nappe noyée en dessous.

FORME DES NAPPES ADHÉRENTES. — Déversoir de 1^m,13 de hauteur.

1° En amont du seuil.

DÉVERSOIR couronné par une crête en mince paroi. Le point 0 est à 17 millim. du seuil.

ABSCISSES ou distances des points au point 0	ORDONNÉES Charge 100 millim.	Charge 200 millim.	Charge 300 millim.	Charge 400 millim.
millim.	millim.	millim.	millim.	millim.
Seuil	81,5	160,0	239,9	317,4
0	86,6	167,1	242,6	319,6
10	»	167,0	»	»
20	90,8	»	250,0	328,0
30	»	172,8	»	»
50	94,7	176,9	255,2	332,2
70	»	178,5	»	»
100	96,2	184,6	267,6	346,6
150	98,6	187,4	271,6	354,5
200	98,7	192,0	277,5	»
250	102,2	195,1	282,1	369,5
300	101,5	»	285,7	»
350	99,8	194,5	289,1	377,0
450	101,8	200,3	292,1	381,0
550	102,7	199,3	296,8	388,3
650	102,5	200,1	»	392,1
750	101,8	201,3	298,8	393,5
850	102,8	201,3	298,1	395,8
950	101,7	201,9	300,7	397,5
1.050	102,1	202,4	299,7	398,0
1.150	101,7	202,3	301,4	399,6
1.250	101,8	202,5	302,4	400,7
1.350	102,5	201,0	302,5	400,9
1.450	102,3	202,8	302,1	401,9
1.550	102,1	202,1	302,2	400,5

DÉVERSOIR couronné par une crête en biseau. Le point 0 est à 20 millim. du seuil.

ABSCISSES ou distances des points au point 0	ORDONNÉES Charge 100 millim.	Charge 200 millim.	Charge 302 millim.	Charge 402 millim.
millim.	millim.	millim.	millim.	millim.
Seuil	81,8	159,7	239,0	316,8
0	86,0	165,3	244,9	319,6
20	89,0	172,5	250,7	326,2
40	92,3	174,7	256,3	330,0
60	93,3	»	»	335,8
80	94,8	180,3	262,1	340,5
100	»	»	»	347,3
130	97,4	187,1	272,3	351,5
180	98,7	192,8	279,1	357,7
230	99,6	192,7	280,3	364,8
280	99,4	193,8	286,2	371,5
330	99,8	194,6	288,2	374,4
380	99,9	197,0	292,2	381,1
430	99,7	»	»	»
480	100,6	197,5	295,7	385,9
580	100,6	198,5	297,9	389,3
680	100,2	199,0	301,6	393,9
780	100,6	198,4	300,4	393,9
880	101,6	199,0	301,3	396,4
980	100,9	200,3	301,3	398,5
1.080	100,5	202,3	302,1	398,7
1.180	100,2	201,8	300,6	400,4
1.280	100,9	201,8	302,2	401,0
1.380	101,2	201,2	301,3	400,6

2° En aval du seuil.

DÉVERSOIR couronné par une crête en mince paroi. Le point 0 est à 13 millim. du seuil.

ABSCISSES ou distances des points au point 0	ORDONNÉES Charge 100 millim.	Charge 200 millim.	Charge 300 millim.	Charge 400 millim.
millim.	millim.	millim.	millim.	millim.
Seuil	81,5	160,0	239,9	317,4
0	76,8	155,1	235,0	312,5
10	72,0	154,0	227,0	309,7
20	67,8	147,3	226,9	305,5
30	61,4	144,8	220,0	»
40	55,6	138,8	217,8	297,5
50	48,5	133,2	213,0	»
60	38,3	129,8	209,1	291,0
70	23,0	120,8	203,2	»
80	6,8	112,8	»	277,0
90	− 13,7	108,3	192,6	»
100	− 52,7	98,8	»	267,8
110	−104,8	92,3	180,2	»
120	−168,2	80,8	»	260,2
130	»	69,6	166,7	»
140	−193,4	55,0	»	214,8
150	»	46,2	152,5	»
160	−231,6	23,0	»	233,0
170	»	3,8	131,0	»
180	−274,2	− 19,1	»	»
190	»	− 35,2	108,8	209,2
200	»	− 65,4	»	»
210	»	−114,2	86,0	»
220	−370,2	»	»	182,3
230	»	»	54,2	»
250	»	»	14,0	152,0
270	−505,2	»	− 46,0	»
280	»	»	»	111,0
284	»	»	−105,0	»
290	»	»	−121,5	»
310	»	»	»	[illegible]
320	[illegible]	»	»	»
[illegible]	»	»	»	[illegible]
[illegible]	»	»	»	[illegible]

DÉVERSOIR couronné par une crête en biseau. Le point 0 est à 20 millim. du seuil.

ABSCISSES ou distances des points au point 0	ORDONNÉES Charge 100 millim.	Charge 200 millim.	Charge 302 millim.	Charge 402 millim.
millim.	millim.	millim.	millim.	millim.
Seuil	81.8	159,7	239,0	316.8
0	75,0	155,1	231,3	309,3
20	66,0	147,2	221,3	300,4
40	53,0	137,4	214,2	291 9
60	35,6	126,5	205,8	283,7
80	6,4	112,5	184,3	272,9
100	− 32,2	98,3	172,7	260,6
120	− 72,6	77,8	166,6	249,5
140	− 96,3	52,6	151,9	237,5
160	−121,8	23,2	135,3	222,7
180	−147,1	− 19,2	110,3	201,7
200	−170,6	− 73,5	82,2	186,5
210	»	−162,0	»	»
220	»	−170,7	48,3	167,1
230	−214,1	»	»	»
240	»	»	7,2	142,7
260	»	»	− 56,4	112,7
265	»	»	−111,0	»
280	−293,4	»	−123,4	82,5
300	»	»	−195,4	41,1
320	»	»	»	− 10,6
330	−380,4	»	»	»
340	»	»	»	− 68,9
360	»	»	»	−105,0
380	−485,4	»	»	−155,1
480	−752,4	»	»	»
530	−879,4	»	»	»

FORME DES NAPPES ADHÉRENTES.

Déversoir de 0m,75 de hauteur.

1° En amont du seuil.

Déversoir couronné par une crête en mince paroi

Le point 0 est à 21mm du seuil pour les charges 109 et 203, à 22 pour la charge 152 et à 23 pour la charge 249.

Abscisses ou distances des points au point 0	Ordonnées — Charge 109 millim.	Charge 152 millim.	Charge 203 millim.	Charge 249 millim.
millim.	millim.	millim.	millim.	millim.
Seuil	84,7	117,7	159,2	191,5
0	90,9	123,3	163,3	201,2
30	95,1	132,1	172,9	208,5
60	99,1	135,0	177,8	214,4
110	101,6	141,1	184,4	222,6
160	103,8	144,1	188,3	226,0
210	106,8	145,2	190,3	233,5
260	105,0	147,3	194,0	238,0
310	105,8	147,7	194,6	240,0
410	106,3	147,8	198,0	243,2
510	105,1	151,0	199,9	244,4
610	107,3	150,0	200,7	242,9
710	106,8	151,1	199,1	246,0
810	106,3	150,9	201,5	245,0
910	106,8	150,0	201,4	245,7
1.010	106,3	151,2	200,4	248,9
1.110	106,8	150,4	202,2	247,6
1.210	106,6	150,3	201,8	247,3
1.310	107,6	152,1	202,9	247,0

Déversoir couronné par une crête en biseau

Le point 0 est à 20mm du seuil pour les trois charges.

Abscisses ou distances des points au point 0	Ordonnées — Charge 103 millim.	Charge 177 millim.	Charge 247 millim.
millim.	millim.	millim.	millim.
Seuil	81,2	139,2	190,8
0	85,9	143,5	197,9
30	91,0	151,0	205,5
80	95,6	158,8	214,6
130	97,6	162,2	223,2
180	99,1	166,2	227,9
230	100,3	168,4	230,1
280	100,5	170,5	235,2
330	101,2	171,0	235,5
430	101,2	172,6	239,0
530	101,6	174,3	243,8
630	101,8	174,0	243,1
730	101,6	173,5	243,8
830	102,1	173,8	244,6
930	101,1	174,8	245,0
1.030	102,1	173,0	246,1
1.130	102,6	173,2	246,7
1.230	103,6	175,3	246,6
1.330	103,0	176,5	246,7

2° En aval du seuil.

Déversoir couronné par une crête en mince paroi

Le point 0 est à 19mm du seuil pour les charges 109 et 203, à 18 pour la charge 152 et à 17 pour la charge 249.

Abscisses ou distances des points au point 0	Ordonnées — Charge 109 millim.	Charge 152 millim.	Charge 203 millim.	Charge 249 millim.
Seuil	84,7	117,7	159,2	191,5
0	78,3	111,1	150,5	182,3
20	68,6	103,1	144,1	180,0
40	55,0	92,6	134,8	169,0
60	33,6	76,1	121,5	158,0
80	— 0,9	58,6	105,3	146,0
97	— 75,2	»	»	»
100	»	32,3	91,3	129,5
120	»	— 6,9	65,8	115,5
136	»	—80,1	»	»
140	»	»	38,3	89,5
160	»	»	— 7,7	68,8
175	»	»	—73,0	»
180	»	»	»	36,1
200	»	»	»	— 9,0
217	»	»	»	—89,0

Déversoir couronné par une crête en biseau

Le point 0 est à 20mm du seuil pour les trois charges.

Abscisses ou distances des points au point 0	Ordonnées — Charge 103 millim.	Charge 177 millim.	Charge 247 millim.
Seuil	81,2	139,2	190,8
0	74,2	132,0	184,2
20	65,3	122,3	175,3
40	51,2	110,7	165,2
60	32,0	97,1	152,6
80	1,0	79,6	137,8
100	»	62,0	121,2
120	»	30,0	104,0
140	»	—20,0	84,0
149	»	—70,0	»
160	»		45,9
180	»		3,0
192	»		—60,0

FORME DES NAPPES ADHÉRENTES.

Déversoirs de $0^m,35$ et $0^m,24$ de hauteur.

DÉVERSOIR DE $0^m,35$ couronné par une crête en mince paroi			DÉVERSOIR DE $0^m,35$ couronné par une crête en biseau			DÉVERSOIR DE $0^m,24$ exhaussé de $0^m,11$ couronné par une crête en mince paroi		
ABSCISSES ou distances des points au point 0	ORDONNÉES Charge 93 millim.	ORDONNÉES Charge 148 millim.	ABSCISSES ou distance des points au point 0	ORDONNÉES Charge 100 millim.	ORDONNÉES Charge 163 millim.	ABSCISSES ou distances des points au point 0	ORDONNÉES Charge 142 millim.	ORDONNÉES Charge 206 millim.

1° *En amont du seuil.*

Le point 0 est à 20mm du seuil pour les deux charges.			Le point 0 est à 23mm du seuil pour les deux charges.			Le point 0 est à 50mm du seuil pour la charge 142 et à 51 pour la charge 206.		
millim.	millim.	millim.	millim.	millim.	millim.	millim.	millim.	millim.
Seuil	73.6	117,8	Seuil	80,1	129,6	Seuil	115,6	165,[illegible]
0	78,8	124,0	0	85,8	135,2	0	126.1	180,1
30	86,4	129,3	30	88.4	144,0	50	133.3	188,5
80	88,6	135,6	80	95,7	148,4	100	137,5	195,7
130	89,0	140,5	130	93,6	151,6	150	140,5	197,9
180	90.6	141,5	180	96 3	157,6	230	141.9	201,1
230	91,1	141.7	230	99,4	156,4	350	144.0	205,7
280	91,2	143.6	280	100,1	158,3	450	144.3	206,5
330	91,5	146,2	330	99,6	159,0	550	142,3	208,0
430	92,0	147,0	430	100,2	162,6	650	143.2	207,5
530	93,4	147,5	530	101,0	161,0	750	143,8	206,1
630	92,4	147,5	630	101.1	163,5	850	144,3	205,7
730	93,6	148,3	730	99.0	160,0	950	144,2	206,[illegible]
830	92,0	147,0	830	100,7	159,5	1 050	144,6	207,[illegible]
930	91 8	145,5	930	100,2	162,7	1.150	142,8	207,[illegible]
1,030	92.7	146,2	1.030	100,3	160,5			
1,130	93.0	145 3	1 130	99,6	159 5			
1,230	92,3	144,5	1.230	99,1	161,5			
1,330	94,2	144,6	1.330	100,2	164,6			

2° *En aval du seuil.*

Le point 0 est à 20mm du seuil pour les deux charges.			Le point 0 est à 17mm du seuil pour les deux charges.			Le point 0 est à 50mm du seuil pour la charge 142 et à 49 pour la charge 206.		
Seuil	73,6	117.8	Seuil	80.1	129,6	Seuil	115.6	165,[illegible]
0	66,4	115.8	0	76.6	124 6	0	92.5	146,5
20	57,3	103.0	20	66,0	114.6	50	81.4	116,5
40	40.7	93,4	40	52,2	104.6	100	−6[illegible].2	67,5
60	12,8	77.5	60	32 2	94,2	102	−80,0	»
80	−35,3	61,0	80	2,0	74.1	150	»	−47,[illegible]
100	»	36,0	100	−46,0	49,5	155	»	−76,[illegible]
120	»	−4,0	104	−105,0	»			
135	»	−55,0	120	»	26,0			
			137	»	−29,7			

FORME DES NAPPES ADHÉRENTES.

Courbes inférieures relevées sur des déversoirs de 1m,13, 0m,75, 0m,35 et 0m,24 de hauteur.

Procédé A. — (L'orifice de l'instrument communique avec l'air extérieur.)

1° Déversoir de 0m,75 couronné par une crête en mince paroi.

CHARGE *h*	ABSCISSES *x*	ORDONNÉES *y*
110	8	5,5
	18	7,0
	28	6,5
	38	2,5
152	8	7,0
	18	10,5
	28	12,5
	38	9,5
204	6	4,8
	16	10,8
	26	11,8
	36	13,8
	46	12,8
255	7	8,0
	17	13,5
	27	17,5
	37	16,5

2° Déversoir de 0m,35 couronné par une crête en mince paroi.

CHARGE *h*	ABSCISSES *x*	ORDONNÉES *y*
143	5	4,6
	15	8,6
	25	9,6

3° Déversoir de 1m,13 couronné par une crête en biseau.

CHARGE *h*	ABSCISSES *x*	ORDONNÉES *y*
222	7	9,3
	12	12,2
	22	16,4
	32	17,7
222 (suite)	42	18,4
	52	15,7
	62	14,5
	72	12,7
258	6	9,5
	11	14,3
	21	18,0
	31	20,5
	41	21,3
	51	19,7
	61	18,2
	71	16,9
	81	14,2
302	6	10,3
	11	14,2
	21	19,2
	31	22,0
	41	23.1
	51	24.0
	61	22,6
	71	22,2
	81	19,6
	91	14,2
341	5	9,3
	10	15,0
	20	20,2
	30	23,4
	40	25,2
	50	26,5
	60	27,5
	70	24,4
	80	22 2
384	5	10,5
	10	14,2
	20	21,2
	30	24,2
	40	27,2
	50	30,4
	60	29 8
	70	28,6
	80	28,1

4° Déversoir de 0m,75 couronné par une crête en biseau.

CHARGE *h*	ABSCISSES *x*	ORDONNÉES *y*
105	7	3,5
	17	7,5
	27	7,5
	37	6,5
	47	—0,5
179	7	5,5
	17	10,0
	27	12,5
	37	13,5
	47	12,5
	57	10,5
	67	7,5
252	6	7,5
	16	13,5
	26	16,5
	36	17,5
	46	16,5
	56	15,5

5° Déversoir de 0m,35 couronné par une crête en biseau.

CHARGE *h*	ABSCISSES *x*	ORDONNÉES *y*
99	5	4,5
	15	7,0
	25	6,5
	35	3,5
163	5	6,5
	15	10,5
	25	12,0
	35	13,5
	45	9,5
	55	7,5

Procédé B. — (L'orifice de l'instrument communique avec un manomètre.)

1° Déversoir de 0m,75 couronné par une crête en mince paroi.

CHARGE *h*	ABSCISSES *x*	ORDONNÉES *y*
116	6	5,0
	13	6,5
116 (suite)	23	7,0
	33	3,5
133	6	5,5
	13	7,5
	23	8,0
	33	5,5
150	7	5,8
	14	9,3
	24	9,8
	34	7,3
183	7	5,8
	14	10,3
	24	11,8

CHARGE h	ABSCISSES x	ORDONNÉES y
183 (*suite.*)	34	11,8
	44	10,3
	54	4,3
205	7	6,0
	13	10,5
	23	12,5
	33	13,5
	43	12,5
243	7	7,5
	13	12,0
	23	16,5
	33	16,0
	43	14,5
	53	12,5
259	6	8,5
	12	12,0
	22	16,5
	32	17,0
	42	15,5
	52	15,5
	62	13,5

2° Déversoir de 0m,35 couronné par une crête en mince paroi.

CHARGE h	ABSCISSES x	ORDONNÉES y
100	7	3,8
	13	5,3
	23	5,3
	33	0,8
117	7	3,8
	13	6,8
	23	6,0
	33	3,8
	43	−1,2
133	6	4,8
	13	7,8
	22	8,3
	32	5,8
	42	0,8
147	6	5,8
	13	7,3
	22	9,8
	32	8,3
	42	5,3
	52	−0,2

3° Déversoir de 0m,24 couronné par une crête en mince paroi, chute de 0m,51 en aval.

CHARGE h	ABSCISSES x	ORDONNÉES y
166	10	8,4
	17	8,8
	21	8,8
	25	8,4
	32	7,7
189	10	9,8
	17	10,5
	22	10,9
	27	10,5
	35	8,4
204	10	9,8
	18	11,2
	26	11,6
	34	11,2
	44	9,1
222	15	10,5
	23	11,9
	28	12,9
	35	11,2
	42	9,8

4° Déversoir de 0m,75 couronné par une crête en biseau.

CHARGE h	ABSCISSES x	ORDONNÉES y
109	6	4,0
	11	6,2
	16	7,2
	21	7,2
	26	6,2
	31	4,7
	41	1,2
142	11	7,7
	21	9,5
	31	8,2
	41	6,2
	51	3,2
	61	−2,8
172	11	9,3
	21	11,3
	31	11,6
	41	9,8
	51	6,8
201	11	9,2
	21	12,2
	31	13,2
	41	12,3
	51	9,2
	61	6,2
	71	3,2
225	10	10.3
	20	13.8
	30	14,8
	40	14,6
	50	12.8
	60	10,3
263	9	10,5
	19	15,0
	29	16.7
	39	16,0
	49	15.0
	59	13.5
	69	10,0
	79	8,0
	89	6,0

5° Déversoir de 0m,35 couronné par une crête en biseau.

CHARGE h	ABSCISSES x	ORDONNÉES y
103	5	3,3
	10	5,3
	15	6.3
	20	6.1
	30	3.8
125	10	7,4
	20	7,7
	30	6.4
	40	3,4
	50	−0.6
149	10	7,8
	20	9,8
	30	9,8
	40	6,8
	50	2,3
174	10	8,0
	20	11,2
	30	11,5
	40	10.0
	50	7,0

N° 49

RAPPORT

SUR LES CONDITIONS DANS LESQUELLES S'EFFECTUENT

LES TRANSPORTS DES CÉRÉALES

DANS LA RUSSIE MÉRIDIONALE

Par M. Ernest PONTZEN, Ingénieur civil.

I. Généralités.

1. *Contrôle.* — L'énorme étendue de l'empire russe donne à la création et à l'amélioration de ses voies de communication une importance toute particulière.

Si la construction des chemins de fer avait été abandonnée en Russie à l'initiative privée, on serait encore loin de posséder le réseau existant aujourd'hui, et qui pourtant présente encore des mailles bien peu serrées.

Depuis que les chemins de fer assurent des transports plus rapides, plus réguliers et moins chers, l'industrie et l'agriculture ont pu se développer en Russie.

Après avoir pris sous des formes variées une part importante à l'établissement des chemins de fer, le gouvernement russe exerce aujourd'hui, par le département des chemins de fer, son influence sur l'exploitation et sur l'administration de ce puissant instrument de transport.

Ce département des chemins de fer est d'une activité

peu commune aux bureaux des administrations gouvernementales. Sa grande activité n'est ni la fougue de la jeunesse, toujours empreinte d'inexpérience, ni l'empressement qui dérive de la prévision d'une fin prochaine. Rien ne serait, en effet, moins justifié que la suppression de ce département des chemins de fer qui, depuis sa création, n'a que des succès à enregistrer.

Certes les circonstances, telles que bonnes récoltes, développement de l'industrie et du commerce, ont favorisé les mesures prises par le gouvernement, mais ce n'est pas sans y avoir contribué dans la mesure du possible que ces résultats ont été atteints.

Loin de s'arrêter dans un sentiment de satisfaction, l'administration des chemins de fer ne fait qu'y puiser plus de confiance et d'indépendance : il poursuit son programme et amende ses ordonnances.

2. *Protection de l'industrie et de l'agriculture.* — Le gouvernement russe poursuit le relèvement de son crédit; la hausse du cours du rouble et du cours des valeurs russes prouve que ces efforts sont couronnés de succès.

Pour que l'importation des produits de l'industrie étrangère ne se trouve pas trop favorisée de ce fait au détriment de l'industrie du pays, on vient de relever les droits d'entrée de 20 p. 100.

Il est certain que le relèvement du cours du rouble est défavorable à l'exportation des produits russes. Pour que leur prix de revient sur les marchés du monde n'augmente pas avec la hausse du cours du rouble crédit, ce qui restreindrait le débouché, il faut que leur prix de revient diminue.

Le gouvernement s'en est bien rendu compte; il a compris que le prix de revient des céréales, qui constituent sa principale exportation, devait être réduit.

Ce prix de revient se compose du prix touché par les producteurs et du prix payé pour les divers transports.

Les dépenses pour transports comprennent les frais pour les transports par terre, les frais de port et enfin le fret, c'est-à-dire le prix du transport par mer.

En sus de ces principaux et indispensables éléments du prix de revient, il y a lieu de rappeler les bénéfices prélevés par les intermédiaires.

Le gouvernement russe ne s'en tient pas à relever les droits d'entrée et à protéger ainsi les industriels, il cherche aussi à protéger ses agriculteurs, c'est-à-dire les producteurs des articles d'exploitation. Il prend à cette fin les mesures qui assurent aux produits russes les marchés.

L'étude des transports de blé vers les ports de la Russie méridionale montre que les efforts du gouvernement visent avant tout la réduction des frais de transport de toute nature, mais qu'il poursuit à la fois et avec énergie et grande entente la réduction des bénéfices et des privilèges nuisibles des intermédiaires. Ce n'est qu'en dernière ligne que les producteurs ont à subir des réductions de prix si celles obtenues sur les autres éléments du prix de revient n'étaient pas suffisantes pour assurer les débouchés.

L'action du gouvernement s'exerce : sur les compagnies de transport par ordonnances et par ingérence autoritaire; sur les intermédiaires par la concurrence; sur les producteurs par des agissements empreints d'un caractère paternel, tels que l'instruction commerciale et des subventions financières.

II. Importance des céréales russes pour l'alimentation de nos marchés.

3. *Exportation russe.* — La production et l'exporta-

tion des céréales constituent une des principales sources de richesse de la Russie.

Tous les efforts du gouvernement tendent à assurer et à faciliter la vente des produits de l'agriculture. Il suit avec attention les variations de la production et de la vente et cherche à se rendre compte des causes qui déterminent ces oscillations pour en déduire les moyens pouvant assurer l'amélioration des conditions économiques.

Les travaux de statistique fournis par l'administration renferment un vrai trésor de renseignements, mais je me borne à ne faire que quelques citations qui marquent l'importance toujours croissante des transports de céréales, et la part qui revient dans ces transports aux divers chemins de fer et ports russes, et en particulier à ceux de la Russie méridionale.

L'exportation des blés, depuis 1867 jusqu'en 1889, a suivi une marche croissante; elle a atteint les moyennes annuelles suivantes :

De 1867 à 1871.	2.448.400	tonnes en moyenne	par an.
De 1872 à 1876.	3.275.500	—	—
De 1877 à 1881.	4.628.400	—	—
De 1882 à 1886.	5.116.300	—	—
De 1887 à 1889.	7.325.000	—	—

La consommation de céréales dans le pays même ne subit pas de grandes variations; par an et par habitant elle a été en moyenne de 215k,8 de 1870 à 1879, et en moyenne de 221k,6 de 1883 à 1889; aussi l'exportation de céréales, qui de 1870 à 1879 ne représentait que les 14,7 p. 100 de la production totale, correspond en moyenne à 25,5 p. 100 de la production pour la période de 1883 à 1889.

L'exportation a surtout augmenté pour le froment: 1.405.700 tonnes en moyenne par an de 1867 à 1871,

2.815.600 tonnes en moyenne par an de 1887 à la fin du 1er semestre 1889.

L'exportation des céréales se fait principalement par la frontière ouest et par la frontière sud.

De 1885 à 1888, les 37,3 p. 100 de l'exportation totale ont passé par la frontière ouest et 54,4 p. 100 par la frontière sud.

Le froment est principalement dirigé sur la frontière sud : 73,2 p. 100, soit 1.174.100 tonnes par an ont passé dans la période 1885-1888 par cette frontière, tandis que pour les autres céréales 51,4 p. 100, soit 1.606.900 tonnes par an ont franchi dans la même période la frontière ouest.

La répartition de l'exportation des céréales suivant les frontières a été la suivante :

Ports de la mer d'Azow.	19,0 p. 100
— européens de la mer Noire. . (Poti et Batoum exclus).	34,0 —
— de la Baltique.	28,0 —
Frontière allemande.	8,0 —
— autrichienne.	1,5 —
	90,5 p. 100

Quant aux ports, ils ont participé pendant la période envisagée dans les rapports suivants :

Odessa	22,6 p. 100
Saint-Pétersbourg.	12,8 —
Rostow.	9,9 —
Libau.	7,9 —
Nikolajew	7,4 —
Koenigsberg-Dantzig.	6,5 —
Sewastopol.	4,4 —
Riga	4,2 —
Taganrog.	3,6 —
Reval.	2,3 —
Marioupol	1,4 —

L'Allemagne recevait, de 1883 à 1887, les 25,30 p. 100

des céréales exportées; viennent ensuite : la Grande-Bretagne avec 23,75 p. 100, la Hollande avec 12,33 p. 100, *la France avec seulement* 9,50 *p.* 100, soit pour la France 524.670 tonnes, dans lesquels le froment entre pour 290.500 tonnes, l'avoine pour 126.600 tonnes, le maïs pour 64.554 tonnes, l'orge pour 41.435 tonnes.

4. *Pays producteurs autres que la Russie.* — Les États-Unis sont les concurrents les plus redoutés sur les marchés de céréales desservis par la Russie. Aussi suit-on en Russie les phases par lesquelles passe ce pays producteur avec un soin tout particulier.

Tandis que la production annuelle en céréales de la Russie de 1883 à 1887 atteignait environ 540 millions d'hectolitres, elle dépassait aux États-Unis 1.050 millions d'hectolitres.

La Russie produisait environ trente fois plus de seigle et environ deux fois plus d'orge que les États-Unis, mais sa production d'avoine n'atteignait que 80 p. 100, celle du froment 47 p. 100, celle du maïs seulement 1 p. 100 des productions analogues des États-Unis. La culture du froment est celle qui augmente le plus considérablement aux États-Unis.

En dehors des États-Unis, les Indes, dont l'exportation s'élève à près du tiers de l'exportation russe, attirent aussi l'attention du gouvernement russe; mais comme les Indes exportent surtout du riz et des graines oléagineuses, et que les États-Unis n'envoient pas la moitié de leurs céréales exportées sur les marchés européens, ceux-ci assurent encore des débouchés suffisants aux produits de la Russie.

Les concurrents européens, tels que l'Autriche-Hongrie, la Roumanie, la Serbie et la Suède, laissent également une place des plus importantes aux céréales russes sur les marchés de l'Europe.

Quant à l'Amérique du Sud (République Argentine et Chili) et l'Australie, leur concurrence n'est pas encore redoutable, bien que l'exportation aille en croissant. L'Afrique, et en particulier l'Égypte, est encore réduite à l'importation de céréales.

5. *Participation à l'alimentation des marchés européens.* — En somme, l'ensemble des exportations de céréales (froment, maïs, seigle, orge, avoine) vers les marchés européens se décompose, sous le rapport de la provenance, comme suit :

Russie	35,5 p. 100	100
États-Unis	33,1 —	
Roumanie	8,5 —	
Les Indes	7,5 —	
Autriche-Hongrie	4,3 —	
République argentine	3,6 —	
Canada	2,8 —	
Australie	2,3 —	
Suède	1,6 —	
Chili	0,8 —	
Serbie	0,2 —	

Dans la période de 1883 à 1887, l'importation annuelle de céréales russes en France a été :

Froment :	290.500t sur un total	de 984.066t,	soit 29 p. 100
Avoine :	126.600 —	de 220.740	— 58 —
Maïs :	64.554 —	de 319.700	— 20 —

Ces chiffres montrent que nous sommes très intéressés aux résultats agricoles russes ; mais grâce aux moyens de transport perfectionnés et grâce à l'organisation internationale du commerce des blés, les variations des prix résultent de l'ensemble des conditions de tous les pays dont la récolte nous arrive ou pourrait au besoin nous arriver. Malgré cela, des variations assez sensibles se produisent encore.

6. *Instabilité des prix.* — Les prix moyens de l'hectolitre de froment en France ont été de :

1755 à 1765 de 10f,70	1861 à 1870 de 21f,47
1801 à 1810 de 19,94	1871 à 1880 de 23,09
1841 à 1850 de 19,74	1881 à 1885 de 19,48

Pour protéger l'agriculture nationale, des droits de douane sont prélevés sur les blés importés dans les pays ayant eux-mêmes une certaine production, tandis que les pays qui sont entièrement à la merci de l'importation, par exemple l'Angleterre, la Hollande, la Belgique. le Danemark, ne prélèvent pas de droits.

Le 1er janvier 1889, les droits en France ont été de :

50 francs par 1.000 kilogr. de froment,
30 — — d'avoine.

L'abaissement des droits d'entrée peut, en cas de besoin, amener une baisse sur les blés ; mais une mesure de ce genre provoque toujours des protestations de la part des producteurs ; et tout en faisant baisser les revenus du Trésor, ce seront souvent les intermédiaires ou les pays d'où l'on importe qui profiteront d'une partie de l'abaissement en amoindrissant ainsi l'effet de la mesure.

Ni les variations des droits d'entrée, ni la possibilité de faire arriver concurremment de tous les pays producteurs du globe les céréales sur nos marchés, ne pourront empêcher certaines variations dans le prix de ces objets de première nécessité.

Mais il est permis de dire que l'abaissement du prix de transport et par cela l'abaissement du prix de revient des blés dans un pays qui, comme la Russie, concourt pour une large part à notre alimentation, assurera une réduction durable du prix moyen des céréales sur nos marchés.

Cette seule considération suffit déjà pour rendre l'étude

des mesures prises en Russie, pour faciliter l'exportation des blés, intéressante pour la France. — Certains enseignements utiles pourront être tirés de cette étude pour l'organisation des expéditions et de la vente des blés algériens.

III. Magasins et entrepôts de blés (silos) au point de vue des transports.

7. *Rôle des magasins et des silos.* — Les grands magasins de blé, dits silos, jouent depuis très longtemps un rôle important aux États-Unis, où on les désigne par le nom « élévateurs » (*).

Les silos servent, comme les magasins en général, de réservoirs, réglant l'écoulement successif des céréales, qui sans cela réclameraient tous presque simultanément leur expédition. On profite de l'opération de la mise en silos pour faire subir aux blés un nettoyage plus complet que celui effectué par les producteurs; de plus, on les pèse après nettoyage au moment de leur mise en dépôt. La construction des caisses dans lesquelles on conserve le blé assure sa dessiccation. On peut au besoin hâter la dessiccation en déversant le blé pour le remonter et le verser dans une autre caisse. Les caisses ont une contenance de 50 à 60 tonnes de blé et permettent l'emmagasinage séparé des diverses livraisons. Pour ne pas gaspiller la capacité des silos, on fixe le minimum des envois pouvant être reçus en dépôt à une quantité qui correspond à peu près à la capacité d'une caisse. Toutes les opérations : montage, nettoyage, pesage, distribution dans les caisses, et enfin la sortie, après une

(*) C'est à cause de la nécessité d'élever les blés à une grande hauteur pour les déverser dans les hautes caisses dans lesquelles on les conserve, que le nom *élévateurs* a été donné aux silos.

nouvelle pesée, et la mise en sacs, s'il y a lieu, se font mécaniquement.

Les préposés aux silos sont des experts en blés; ils déterminent la qualité de la marchandise qui leur est confiée.

Là où il n'y a pas ce genre de grands magasins, dits silos, le blé séjourne, à défaut de magasins fermés, sous des hangars ouverts. Lorsque ceux-ci deviennent insuffisants, le blé reste à ciel ouvert, abrité seulement par des bâches.

Le nettoyage n'est guère possible dans ces conditions et on est réduit, pour toutes les opérations susdites, au travail à bras d'homme, d'autant plus coûteux qu'à certaines époques la demande dépasse de beaucoup le nombre de bras disponibles. Pour assurer la dessiccation et prévenir le chauffage du blé déposé sur des aires en couches de grande hauteur, il faut recourir à son déplacement par jet de pelle, ce qui constitue une manipulation coûteuse.

Les magasins ordinaires présentent sur les silos une autre infériorité qui contribue à rendre leur usage beaucoup plus onéreux, c'est celui d'offrir à égalité de surface occupée une capacité beaucoup moindre.

8. *Choix de l'emplacement des silos ou magasins.* — Aux époques de la récolte, il y a dans presque toutes les stations des chemins de fer russes insuffisance d'abris pour les céréales, et le matériel des chemins de fer devient absolument insuffisant pour donner satisfaction aux producteurs qui réclament avec d'autant plus d'insistance l'expédition de leurs marchandises, qu'ils les voient compromises par la défectuosité des abris. Les producteurs sont en général fort pressés de retirer le prix de leur récolte; et comme la vente se fait dans de meilleures conditions sur les grands marchés que près des

lieux de production, où des intermédiaires profitent souvent des embarras des producteurs pour acheter à vil prix, ceux-ci sont d'autant plus impatients de voir partir leur marchandise.

Une première mesure à prendre était donc la création d'abris quelque peu satisfaisants. Pour pouvoir assurer la construction de ces abris sans avoir à fournir lui-même les fonds nécessaires aux compagnies (le plus souvent réduites à puiser dans les fonds publics pour le payement des intérêts de leurs capitaux), le gouvernement russe a autorisé les chemins de fer recevant les expéditions de blé à prélever 1/5 kopek par poud de blé, soit environ 37 centimes par tonne, pour couvrir les frais de la construction de magasins à blé.

Mais l'infériorité des magasins ou hangars vis-à-vis des silos étant parfaitement reconnue, le gouvernement favorise la construction de silos.

Aux débuts on était parti de l'idée que tous les silos devaient être établis dans les ports. C'est en effet dans les ports que les inconvénients des magasins ordinaires étaient le plus sensibles, à raison de la grande accumulation de céréales, de l'insuffisance d'espace à proximité des quais et des hausses considérables qu'y subit souvent la main-d'œuvre.

A Rostow aussi bien qu'à Taganrog, les magasins de blé s'étendent jusqu'à plusieurs kilomètres des quais, et ceux qui se trouvent à proximité des quais se louent à des prix exorbitants, car ils jouissent, par la réduction du prix de transport lors de l'embarquement, de vrais privilèges.

Un relevé fait par l'administration (annexe A) montre que la capacité des magasins existant dans les ports d'exportation de blé est souvent insuffisante pour éviter que le blé ne trouve d'autres abris que ceux formés par des bâches.

A Odessa, des silos d'une capacité de 27.000 tonnes, soit d'environ 400.000 hectolitres, viennent d'être achevés. Bien que ces silos soient à une distance d'environ 7 kilomètres du port, cet établissement, relié par des voies de chemin de fer aux estacades qui longent les quais, réduira, pour les céréales qui en profiteront, les frais d'expédition tout en augmentant les garanties de bonne conservation.

Les silos établis près des ports présentent toutefois l'inconvénient de ne pas servir de régulateurs à l'écoulement des blés des pays producteurs vers les ports. Ils ne remédient ni à l'insuffisance des magasins dans les stations, ni à l'insuffisance du matériel des chemins de fer, auxquels on demande une puissance de transport énorme à certains moments, sauf à ne plus les occuper le reste du temps. Un autre inconvénient des silos établis dans les ports, c'est que le blé qui y séjourne jusqu'au moment de sa vente est déjà d'une valeur plus grande que s'il attendait à proximité du lieu de production, car il se trouve grevé du prix de transport vers le port.

L'établissement de silos dans des stations rapprochées des centres de production remédie, on le voit, à tous les inconvénients ; et c'est pour cela que le gouvernement cherche à encourager tout particulièrement l'établissement des silos ainsi situés.

En envoyant sa récolte dans un silos voisin, le propriétaire n'a plus à supporter immédiatement les frais du transport jusqu'au port.

Mais ce n'est pas tout. Les producteurs ne sont, le plus souvent, pas à même de pouvoir attendre longtemps le prix de leur récolte. Ils se trouveraient donc, même sans avoir à supporter le prix du transport, dans l'impossibilité d'attendre le bon moment pour la réalisation des ventes, et resteraient très intéressés à la prompte expédition de leurs blés vers les ports.

9. *Avances sur les céréales déposées.* — La mise en silos comporte, ainsi qu'il a été dit, une réception en règle : nettoyage, pesage et constatation de la qualité. Les préposés des silos étant des experts assermentés bien au courant des prix sur les marchés, attribuent aux marchandises reçues par eux la valeur marchande, et le gouvernement russe autorise la Banque gouvernementale à accorder des avances sur la valeur des blés déposés dans les silos. Ces avances atteignent jusqu'aux deux tiers de la valeur attribuée aux blés déposés. Les avances sont faites au taux de 7 p. 100.

L'exemple donné par la Banque russe a été suivi par les établissements financiers privés, et les prêts sur les marchandises en silos constituent à la fois pour ceux-ci une opération lucrative sans risques, et pour les producteurs une protection contre l'exploitation par les intermédiaires.

De fait tout producteur se trouve, par cet ensemble de mesures et dispositions, entraîné à s'occuper plus que par le passé de la question commerciale. Il a tout intérêt à suivre les cours des blés pour pouvoir choisir le moment et le prix auquel il doit vendre sa récolte. Ayant touché, dès le dépôt au silo, une large part du prix, il n'est plus réduit à vendre de suite et à n'importe quelles conditions.

10. *Informations commerciales.* — Il ne suffit plus, dans ce cas, que le préposé de silos soit seul au courant du prix du jour pour la taxation de la marchandise à lui confiée. La méfiance dans le dire de ces agents n'est pas exclue et pourrait être exploitée. Le gouvernement a donc jugé nécessaire de compléter ses mesures protectrices du producteur par la publication des cours des blés sur les divers marchés. De grandes affiches résumant la situation des divers marchés, d'après les télégrammes

reçus par l'administration, sont expédiées toutes les semaines dans toutes les stations des chemins de fer et y sont mises sous les yeux du public (annexe B).

En dehors de ces affiches, faisant connaître les cours des céréales, le gouvernement tient le public au courant des probabilités de la quantité et de la qualité de la prochaine récolte ; il publie à cette fin dans des recueils des cartes de l'empire russe sur lesquelles figurent en teintes conventionnelles pour les diverses espèces de blé, et par province, les prévisions relatives aux récoltes.

Toute cette sollicitude pour les agriculteurs peut quelquefois tourner à leur désavantage.

On cite des cas où, grâce aux avances faites sur leur récolte déposée dans les silos, des producteurs, se trouvant dans la possibilité d'attendre, ont refusé de vendre aux prix de l'année, qui leur paraissaient trop bas. Au bout d'un an et plus, c'est-à-dire après avoir eu à supporter les frais du magasinage prolongé et les intérêts sur les sommes avancées, ils ont dû se résigner à vendre à des prix qui n'étaient pas plus forts, mais qui de fait, défalcation faite des charges accumulées, donnaient un bénéfice de beaucoup inférieur à celui qu'eût donné la vente immédiate.

Des faits isolés de ce genre ne peuvent pas être invoqués comme argument contre l'initiation des producteurs aux questions purement commerciales ; mais il a paru intéressant de les signaler pour montrer le pour et le contre de la question.

11. *Agences pour la vente.* — Si les silos situés près des centres de production ont des avantages, il ne saurait être contesté que ceux établis dans les ports présentent une supériorité par la plus grande facilité des ventes. Les acheteurs sont plus nombreux dans les ports, et les gérants des silos ou magasins situés près des ports sont

à même de profiter des variations favorables du fret pour tenir les prix de leurs marchandises. Pour que ce dernier avantage des magasins des ports puisse être atteint, il faut que les producteurs confient aux agents des silos ou à ceux des compagnies de chemin de fer le soin de la vente.

Ces pouvoirs sont donnés avec ou sans limite inférieure, suivant la confiance qu'inspirent les établissements. Sur le produit des ventes les agences prélèvent le prix de transport et tous autres frais qui grèvent la marchandise. Quelques mécomptes de producteurs, ayant voulu s'aventurer eux-mêmes dans les spéculations de vente du genre de ceux dont il vient d'être parlé, et qui auraient probablement été évités ou amoindris si les producteurs s'étaient adressés à des agents commerciaux, ont suffi pour augmenter l'importance des agences de vente des compagnies de chemin de fer.

Le fonctionnement des agences de vente est antérieur à la création des silos. Ainsi, bien que le silo près d'Odessa ne fonctionne que depuis l'automne 1890, la compagnie des chemins de fer du Sud-Ouest intervient depuis 1883 par son agence spéciale dans la vente des blés à elle confiés.

Cette compagnie mérite d'être citée comme ayant perfectionné les conditions de l'exportation des blés russes. De tous les ports de la Russie méridionale, celui d'Odessa est certes le mieux organisé pour les embarquements des céréales. C'est à la bonne entente de l'agence commerciale des chemins de fer du Sud-Ouest, jointe aux dispositions permettant la restriction des frais de port, qu'il faut attribuer l'importance toujours croissante d'Odessa comme port d'exportation des céréales (annexe C).

12. *Manipulations que subissent les blés emmagasinés.* — Ainsi qu'il a déjà été dit, presque toutes les céréales

séjournent quelque temps en magasin avant d'être embarquées. Elles doivent donc être déchargées des véhicules qui les amènent, et il est en général procédé, avant l'entrée en magasin, à la constatation de la quantité, c'est-à-dire au pesage.

Pendant le séjour en magasin l'aérage s'impose. Le nombre des remaniements à la pelle, servant à aérer la marchandise, se règle sur la qualité des céréales et sur l'épaisseur que présente la couche de blé dans le magasin. En opérant par jets de pelle, la ventilation est d'autant plus parfaite et détermine d'autant mieux le nettoyage, que le jet se fait à plus de distance.

En temps ordinaire, le déchargement et la mise en magasin d'une tonne de blé revient à $0^f,40$ ou $0^f,45$, prix auquel il faut ajouter $0^f,35$ à $0^f,40$ pour la pesée. La sortie des magasins, comprenant le chargement sur les véhicules et une nouvelle pesée, coûte généralement un peu plus que l'entrée. Le loyer pour le magasin et les frais de manipulation à la pelle pour ventilation ajoutent par mois et par tonne $1^f,30$ à $1^f,50$.

Le dépôt d'une tonne de blé pendant deux à trois mois dans les magasins augmente donc de 5 à 6 francs le prix de la tonne, soit de $0^f,33$ à $0^f,40$ le prix de l'hectolitre de blé.

En se servant de silos pour emmagasiner les céréales, les manipulations sont un peu moins coûteuses, mais le principal avantage de la conservation en silos, c'est *qu'il* s'y fait un nettoyage plus parfait de la marchandise, ce qui permet de mieux la classer et taxer pour sa vente.

Dans les silos, les céréales sont montées jusqu'au haut du bâtiment pour y être pesées et distribuées dans les caisses. Le nettoyage mécanique, très complet, a lieu avant la pesée, laquelle se fait également à la mécanique avec une précision très grande, sans compromettre

la rapidité de l'opération, qui permet de nettoyer et de peser jusqu'à 70 tonnes à l'heure.

En prenant les silos établis à 7 kilomètres d'Odessa pour exemple, en admettant que le blé y séjourne environ cinq mois et que le producteur paye à l'agence du chemin de fer 1 p. 100 de commission et au courtier 1/2 p. 100 du prix comme prime de vente, l'ensemble des charges pour l'utilisation des silos pendant cinq mois (*), pour le transport sur 7 kilomètres, pour l'embarquement et pour commissions commerciales, s'élèvera a environ 15 francs par tonne, soit environ 1 franc par hectolitre.

IV. Aménagements des ports de la Russie méridionale pour l'exportation des blés.

13. *Conditions à remplir.* — Pour qu'un port d'exportation de céréales puisse être considéré comme bien aménagé, il faut que ses quais soient toujours abordables par les grands navires, qu'ils soient abrités contre les vents et munis de voies de chemin de fer assez élevées pour permettre en tout temps le déversement des blés des wagons dans les navires en chargement.

Ni les ports de la mer d'Azow : Rostow-sur-Don, Taganrog et Marioupol ; ni ceux de la mer Noire : Sewastopol, Odessa et Novorossisk, ne répondent absolument à toutes ces conditions.

(*) L'établissement des silos a coûté, à Odessa, environ 55 francs par capacité d'une tonne. En supposant que la durée moyenne du séjour des blés soit de cinq mois, le prix d'établissement incombant à chaque tonne de blé ayant passé par le silos sera d'environ 24 francs. En comptant 15 p. 100 du prix d'établissement pour intérêts et amortissement, chaque tonne devra payer 3f,60 de loyer pour utilisation du silo pendant cinq mois, soit environ 0f,24 par hectolitre.

Le prix que l'on fait payer est un peu plus élevé, aussi l'amortissement du coût du silo sera-t-il fait en au plus dix ans.

14. *Ports de la mer d'Azow.* — Les ports de la mer d'Azow ne sont pas toujours abordables par les navires de grand tirant. Déjà l'entrée de la mer Noire à la mer d'Azow, par le détroit de Yéni-Kaley, n'est pas très profonde et nécessite des travaux permanents de dragage. L'insuffisance de profondeur d'eau est encore bien plus grande dans le golfe de Taganrog, où les variations que subit le niveau de la mer, par les vents et autres causes, obligent souvent à se servir de bateaux-allèges pour charger les navires dans lesdits ports.

Il suffit d'avoir à se servir des bateaux-allège pour l'embarquement du blé pour augmenter d'au moins $0^{f},20$ par hectolitre les frais de port. A certains moments de l'année, le prix de location des allèges et la paye des ouvriers augmentent tellement que cette dépense additionnelle peut dépasser 1 franc.

L'hiver est rigoureux et les glaces empêchent souvent pendant assez longtemps les opérations dans les ports de la mer d'Azow.

Une autre imperfection de ces ports, c'est l'absence d'installations pour le transbordement direct de wagon en bateau.

Il est vrai qu'en général les blés, avant d'être embarqués, séjournent quelque temps dans des magasins, mais comme la plus grande partie des magasins se trouve à de grandes distances des quais et que les blés y sont repris et amenés par rails au port, on peut dire que les blés ayant été emmagasinés profiteraient, comme ceux qui ne passent pas par les magasins, des facilités de transbordement de wagon en bateau.

Les voies de chemin de fer sont dans tous ces ports au niveau des quais, sur lesquels on décharge les blés pour les peser et les mettre en sacs. Toutes ces opérations se font à bras d'homme ; le transport à bord se fait à dos d'homme. L'ouvrier de port gagne, en moyenne, 4 à

5 francs par jour; mais en automne, au moment de la grande affluence des céréales, ce prix s'élève à 15 et 18 francs.

Les dépenses qu'occasionne le déchargement des wagons, le pesage et le transport à dos d'homme sur le navire ne revient guère à moins de 0f,18; mais pour peu que les distances de transport augmentent, et même en dehors de la hausse de la main-d'œuvre dont il a été parlé ci-dessus, ce prix de manipulation peut atteindre 0f,35 par hectolitre.

Les magasins situés contre les voies de chemin de fer se louent à raison d'environ 0f,30 par an et par capacité d'un hectolitre, ou par mois à raison d'environ 0f,03 par capacité d'un hectolitre.

Les chemins de fer fournissent, moyennant indemnité de 4f,50, leurs wagons de 10 tonnes devant les magasins; ils prélèvent 9 francs d'indemnité par jour et par wagon en cas de détention exagérée de ce matériel.

La statistique du mouvement du port de Rostow montre que l'importance des expéditions de blé n'a subi, depuis sept ans, que les fluctuations des récoltes, mais que le port est loin de gagner sous le rapport de sa participation à l'exportation :

Année.	Nombre de wagons de blés (à 10 tonnes) expédiés.
1883	50.296
1884	45.848
1885	37.878
1886	29.730
1887	54 640
1888	63.462
1889	36.685

Les variations du prix de la main-d'œuvre dont il a été parlé, s'expliquent par les grandes inégalités du mou-

vement commercial. Ainsi, dans le mois d'octobre 1884, on a eu à embarquer 9.500 wagons de blé, lorsque la moyenne mensuelle de 1884 n'était que de 3.750 wagons, et qu'en janvier de la même année on n'a expédié que 1.500 wagons.

15. *Ports de la mer Noire.* — Les ports de la mer Noire sont en général mieux aménagés que ceux de la mer d'Azow.

Le port de Sewastopol peut, du reste, être passé sous silence, car ce port doit à l'avenir prendre tout particulièrement le caractère de port militaire, avec exclusion des navires étrangers ; il sera remplacé par le port en création à Théodosie.

Le port de Novorossisk est un port nouveau ; il ne compte guère que depuis trois ans, c'est-à-dire depuis que le chemin de fer de Vladikawkaz y aboutit. Son importance va en croissant, et il est permis de le considérer comme le port de grand avenir de la mer Noire. Il a sur Odessa l'avantage de ne jamais être pris par les glaces ; par contre, le vent N.-O.-N. (Bora), qui y règne vingt à vingt-quatre jours par an, constitue un inconvénient contre lequel on cherche à se mettre à l'abri par des constructions bien comprises.

A Novorossisk aussi bien qu'à Odessa on a cherché à établir les magasins de céréales, soit à faible distance des quais, soit contre les voies du chemin de fer, auxquelles on a donné des emplacements facilitant l'ambarquement dans les navires.

A Odessa, l'estacade en bois sur laquelle se trouvent les voies du chemin de fer est distante d'environ 45 mètres du bord du quai principal. La hauteur de la voie au-dessus du quai étant de 5 à 6 mètres, les wagons chargés de blé en vrac, et munis de trémies de fond, peuvent écouler leur contenu sur une toile sans fin qui fonctionne

sous l'entonnoir ménagé dans l'estacade. Cette toile sans fin a environ $0^{m},70$ de largeur; prise entre deux poulies, elle affecte la forme d'une rigole ou auge qui amène le blé sur le navire.

Chacun des quatre transporteurs de ce genre se trouve commandé par une machine à vapeur pouvant à volonté faire marcher ces toiles sans fin et se déplacer avec les supports des transporteurs sur les rails posés à cette fin entre l'estacade et le bord du quai. Le déplacement des transporteurs n'a, du reste, pas besoin d'être fréquent. Une fois que la toile sans fin effectuant le transbordement est placée de sorte à aboutir d'une part sous l'une des trémies de l'estacade, et d'autre part sur le navire à l'endroit propice pour faire les pesées, pour la descente en cale, ou enfin pour la mise en sacs, on n'a plus à la déplacer. Les wagons chargés de blé en vrac viennent successivement déverser leur contenu dans la même trémie. Il faut de quatre à cinq minutes pour vider un wagon contenant de 8 à 10 tonnes de céréales.

Vers l'extrémité de la digue qui abrite le port d'Odessa, l'estacade se trouve plus rapprochée du bord du quai. Là le blé déversé par les trémies des wagons passe dans des couloirs en tôle dont l'inclinaison est assez forte pour faire arriver les blés par gravité sur le navire. Deux couloirs de ce genre sont en général en fonction dans le port d'Odessa.

Le chargement du blé, de wagon en navire, au moyen des transporteurs à toile sans fin, revient seulement à $0^{f},45$ la tonne, soit environ 3 centimes par hectolitre. En opérant à l'aide des couloirs inclinés, ce transbordement est encore moins coûteux.

V. Transports par chemins de fer. — Tarifs. — Ingérance du gouvernement. — Situation générale.

16. *Historique.* — Les prescriptions relatives aux tarifs pour le transport des personnes et des marchandises contenues dans les statuts de la Grande Société des chemins de fer russes (nov. 1861), ont été reproduites dans les concessions des diverses compagnies de chemins de fer créées depuis lors.

Les chemins de fer se trouvaient, il est vrai, par ces tarifs, astreints à des limites qui ne pouvaient pas être dépassées, mais le gouvernement n'avait pas, ou n'avait que dans des cas particuliers et très limités, le droit d'exiger des abaissements de tarifs ou de s'opposer à certaines augmentations de tarifs, tant que les limites maxima prévues par les statuts n'étaient pas atteintes.

Une garantie d'intérêts était accordée aux entreprises de chemins de fer, et la plupart d'entre elles avaient recours aux caisses de l'État pour payer les intérêts.

Le gouvernement était donc bien fondé en voulant avoir plus d'influence sur la gestion des chemins de fer. Si déjà il devait supporter la lourde charge résultant de la garantie d'intérêts, il entendait être pour le moins en mesure de pouvoir venir en aide à l'industrie et à l'agriculture par des tarifs bien appropriés aux besoins.

Dès 1881, le gouvernement avait institué une commission devant faire des propositions au sujet des règles définissant son ingérence dans les services des sociétés de chemins de fer.

La loi du 12 juin 1885, instituant un conseil des chemins de fer et réglant d'une façon générale l'ingérence du gouvernement russe sur la question des chemins de fer, fut le premier résultat de ces travaux.

Les ukases du 11 juin 1886 et du 15 juin 1887 ont, depuis lors, complété cette œuvre et assuré des pouvoirs très étendus au gouvernement.

L'ordonnance impériale du 8 mars 1889, relative aux tarifs et à leur contrôle, a été élaborée en s'appuyant sur les essais et études faits sous le bénéfice des ukases antérieurs.

L'administration ne tarda pas à assurer, par des arrêtés, l'exécution de l'ordonnance ; elle prescrivit des tarifs, fixa le mode et la mesure de leur application, régla les rapports entre les diverses compagnies ayant à concourir pour le même transport ou se faisant la concurrence, et fit élaborer des règles pour le partage des prix de transport perçus entre les entreprises ayant à intervenir dans ces transports.

En dehors du département des chemins de fer, le conseil des tarifs et le comité des tarifs collaboraient à l'étude des questions de cet ordre.

Le conseil et le comité comptent parmi leurs membres, en dehors des délégués du gouvernement, des intéressés pris dans les corporations reconnues. Les compagnies de chemins de fer y sont également représentées. Pour mieux étudier et préparer les questions qui les touchent, les compagnies de chemins de fer se sont constituées en trois groupes, d'après l'analogie de leurs intérêts, qui dérivent de leur situation géographique (*).

17. *Tarifs primitifs des chemins de fer russes.* — Avant de parler des tarifs appliqués actuellement aux transports des céréales, je crois devoir rappeler le para-

(*) Le *Traité général des tarifs de chemins de fer*, par F. Ulrich (Paris, Baudry et C[ie], 1890), contient un chapitre (p. 515 à 544) consacré à la Russie. On y trouvera la traduction de l'ordonnance du 8 mars 1889 et d'autres renseignements intéressants au sujet de la réglementation des chemins de fer russes.

graphe 12 des statuts de la Grande Société en citant les tarifs (*) maxima qu'il contient :

	Voyageurs.	
	Par tête et par verste en copeks.	Par tête et par kilomètre en centimes.
1re classe	3,00	8,43
2e —	2,25	6,32
3e —	1,25	3,51

	Bestiaux.	
	Par tête et verste.	Par tête et kilomètre
Bœufs, vaches, taureaux chevaux, mulets, bêtes de trait	3 cop.	8c,43
Veaux et porcs	1 —	2 ,81
Moutons, brebis, agneaux, chèvres, chiens	0,5 —	1 ,40

	Marchandises.	
	Par poud et verste.	Par tonne et kilomètre.
1re classe	1/12 cop.	14c,30
2e —	1/18 —	9 ,54
3e —	1/24 —	7 ,15

Si les distances de transport dépassent 200 verstes (213km,4), les tarifs seront réduits de :

10 p. 100 pour les parcours de	200 à 500 verstes (213,4 à 533km,5)
15 p. 100 pour les parcours de	500 à 1.000 verstes (533,5 à 1.067 kilom.)
20 p. 100 pour les parcours supérieurs à.	1.000 verstes (1.067 kilom.)

La première classe de marchandises comprend : les métaux ouvrés, boissons spiritueuses, beurre, huile, co-

(*) Pour la conversion, j'ai compté le rouble à 3 francs; la verste à 1.067 mètres et le poud à 16kg,38, soit 1 copek par tête et verste = 2c,81 par tête et kilomètre et 1 copek par poud et verste = 1f,7165 par tonne-kilomètre. Si l'on admettait le rouble au pair, c'est-à-dire à 4 francs, tous ces prix en francs augmenteraient d'un tiers.

tons filés, lainages, sucre, drogues, épiceries, poissons frais, porcelaines, meubles, verrerie, tabac, cuirs, armes, etc.

La deuxième classe de marchandises comprend : minerais, charbon de bois, suifs, coton, cornes, cuirs crus, bois de construction, pierres de taille, bitume, fonte brute, fer en barres, lin, câbles, cordes, poissons salés, viandes, foin non comprimé, etc., etc.

La troisième classe enfin comprend : *Céréales de tout genre*, farines, légumes, sel, foin comprimé, chaux, plâtre, bois de chauffage, coke, houille, briques, pavés, fumiers, engrais, etc., etc.

Il va de soi que les compagnies sont souvent restées de beaucoup sous les limites supérieures que traçaient les statuts. Mais l'entente entre les lignes intéressées à une même expédition était souvent difficile, et le mauvais vouloir d'une seule compagnie ayant sur le trajet commun un tronçon plus ou moins important, pouvait faire échouer les dispositions des autres lignes intéressées.

18. *Nouveaux tarifs imposés par le gouvernement russe pour les transports de blés.* — Le comité des tarifs eut à étudier, dans une série de séances des mois d'avril et de mai 1889, les règlements relatifs aux tarifs de transport des blés, et plus particulièrement les tarifs pour les blés destinés à être exportés.

Tout en admettant qu'il y avait lieu d'accorder des réductions aux transports à grande distance, on tenait néanmoins à ne pas amener un déplacement des marchés pour les produits de certains rayons par une échelle décroissante trop accentuée.

On estimait de plus que, si l'on accordait une réduction de tarif sensible aux céréales de moindre valeur, telles que le seigle et l'avoine, on encouragerait la culture de celles-ci, tandis qu'il était de l'intérêt du pays de pous-

ser plutôt les agriculteurs à cultiver, là où faire se peut, les céréales ayant plus de valeur, telles que le froment.

La formule à laquelle on s'est finalement arrêté pour la détermination du tarif de transport du blé, est la suivante :

De 1 à 360 verstes	1/24 cop. par poud et par verste, avec réduction de 10 p. 100 au delà de 200 verstes.
De 361 à 1.600 verstes	1/80 cop. par poud et verste.
De 1.601 à 3.000 —	1/200 — —
De 3.001 verstes et au delà	le prix de transport sera celui déterminé pour 3.000 verstes.

Traduite en mesures françaises, cette formule est la suivante :

De 1	à 213	kilomètres.	7c,15	par tonne-kilomètre
De 213	à 384	—	6 ,44	—
De 384	à 1.707	—	2 ,15	—
De 1.707	à 3.200	—	0 ,86	—

Au delà de 3.200 kilomètres, le prix de transport n'augmente plus.

On voit que, d'après cette formule, le *tarif moyen* par tonne kilométrique, pour une distance de transport de 3.200 kilomètres, est de 2c,11. Pour une distance de 4.000 kilomètres, par exemple, le tarif moyen ne serait plus que de 1c,69, tandis que, pour une distance de 2.000 kilomètres par exemple, le tarif remonte à 2c,86 en moyenne par tonne et par kilomètre.

Bien que ce tarif ait été élaboré en première ligne pour les transports de céréales destinées à l'exportation, il fut aussi admis pour les transports à l'intérieur, et il s'applique aux blés gris et blés rouges en grains, aux graines oléagineuses, aux farines diverses, aux gruaux et aux sons, et aux tourteaux de graines oléagineuses.

Des dispositions particulières ont été prises pour éviter des perturbations du marché par la modification brusque des tarifs en vigueur. On a, de plus, jugé nécessaire d'accorder une réduction de 10 p. 100 à des transports d'avoine provenant de certaines contrées très éloignées des principaux marchés.

En vue de favoriser l'industrie de la minoterie, une réduction de 10 p. 100 des tarifs est accordée aux farines d'exportation, pour lesquels on admet, de plus, que la distance de transport soit comptée du lieu d'expédition du blé jusqu'au port d'exportation de la farine, sans égard à l'arrêt subi par le passage au moulin. La même règle pour les transports coupés s'applique aux blés qui, sur leur parcours du lieu d'expédition au port d'exportation, seraient déposés en un magasin situé sur le parcours, pourvu que le séjour de ces blés en magasin ne dépasse pas six mois.

Pour hâter l'introduction du nouveau tarif, il avait été fixé qu'à partir du 1er novembre 1889 au plus tard toutes les stations devaient être munies de tableaux qui leur permettent l'application rapide de ces règles aux diverses expéditions. Afin d'inspirer la confiance dans le maintien du tarif en question, il a été convenu que nulle modification ne serait apportée à ce tarif des céréales avant le 15 juillet 1890 au plus tôt.

19. *Répartition du prix de transport entre les chemins de fer qui y ont participé.* — En fixant la formule d'après laquelle devaient être établis les prix de transport des blés pour les diverses distances, la question des tarifs n'était résolue que pour le public, mais il restait encore à régler la question du partage entre les chemins de fer ayant pris une part plus ou moins grande dans chaque transport.

Le décret du 14 juin 1889 a posé les règles de ce par-

tage. L'idée fondamentale qui guida le gouvernement dans l'élaboration de ce décret a été qu'il fallait encourager les chemins de fer à rechercher des transports. Les règles du partage donnent en effet, comme le montre l'analyse de ce décret, des avantages au chemin de fer qui commence le transport. Malheureusement, on n'est pas arrivé à trouver une formule simple pour la répartition, car on a voulu tenir compte des conditions très inégales dans lesquelles se trouvent les lignes, suivant la longueur sur laquelle on les emprunte.

Les décomptes entre les diverses entreprises de chemin de fer, pour la répartition des recettes provenant des transports de transit, nécessitent un travail très considérable, et, s'il faut en croire ce qui se dit, la revision des règles posées par le décret du 14 juin 1889 serait indispensable pour mettre fin aux réclamations des compagnies.

La répartition des prix perçus se fait proportionnellement aux longueurs de parcours « attribuées » aux diverses lignes. Le règlement fixe les majorations de parcours qui doivent être attribuées, suivant les circonstances, aux lignes ayant été utilisées. Il va de soi que, de cette façon, la ongueur fictive servant à déterminer la part du prix de transport incombant à chaque ligne est supérieure à la longueur réellement parcourue par la marchandise.

Pour avantager *le chemin de fer sur lequel le transport a pris naissance*, c'est-à-dire la *ligne expéditrice*, les règles suivantes ont été imaginées.

1) Le parcours total étant supérieur à 640 kilomètres:

a) Si la ligne expéditrice a été utilisée sur une longueur moindre que 133 kilomètres, on lui compte double la longueur sur laquelle elle a été utilisée.

b) Si la ligne expéditrice a été utilisée sur une longueur supérieure à 133 kilomètres, on majore de 133 kilo-

mètres la longueur pour laquelle on la fait entrer dans la répartition du prix de transport.

Dans les deux cas *a*) et *b*), il est admis que la part du prix de transport qui, d'après cette formule, revient au chemin de fer expéditeur, ne doit pas être inférieure au prix qu'il pourrait prélever en appliquant jusqu'à un parcours de 107 kilomètres son tarif maximum, et qu'il pourra exiger sa part du prix de transport déterminé d'après cette dernière clause.

2) Le parcours total étant inférieur à 640 kilomètres :

a) Si la ligne expéditrice a été utilisée sur une longueur inférieure au quart du parcours total, on la fait entrer pour le double de la longueur parcourue sur cette ligne, dans la longueur fictive servant à la répartition.

b) Si la longueur utilisée de la ligne expéditrice est supérieure au quart du parcours total, il est entendu que la part du prix de transport qui lui revient ne sera pas inférieure à celle qui lui eut été attribuée dans le cas où la longueur utilisée eut été inférieure au quart du parcours total.

Quant aux *lignes de transit* et aux *lignes destinatrices*, les règles suivantes ont été édictées :

Si la longueur empruntée sur ces lignes est inférieure à 54 kilomètres, la longueur parcourue sera doublée dans le décompte de répartition.

Pour les parcours de 54 à 162 kilomètres, on ajoutera à 108 kilomètres la moitié de la différence entre 54 et le parcours kilométrique effectué.

Les parcours dépassant 162 kilomètres ne sont pas majorés.

Il y a encore une série de réserves et conditions d'application de longueurs fictives dans le règlement visé. Mais les premiers paragraphes, qui, du reste, sont les plus importants, montrent déjà la tendance et la grande

complication qui résulte pour les décomptes entre compagnies de ce règlement.

Un exemple, tiré du recueil des prix de transport pour divers tarifs et diverses routes (annexe D), montre à la fois les prix payés par les céréales pour divers parcours et la répartition de ces prix entre les compagnies qui ont pris part aux transports.

Il faut reconnaître qu'à défaut de tableaux tout dressés pour la recherche des prix de transport et de leur répartition entre les diverses compagnies de chemin de fer, la complication des règles d'après lesquelles ces calculs doivent se faire, doit donner lieu à de longs retards dans l'établissement et le règlement des comptes.

20. *Situation financière des chemins de fer russes, fin* 1888. — A la fin de 1888, le réseau des chemins de fer exploités embrassait 26.884 kilomètres, dont 4.965 kilomètres étaient administrés par l'État; le restant de 21.919 kilomètres était divisé entre 49 administrations. Les lignes de l'État elles-mêmes formaient 11 sections.

Pour fournir l'argent nécessaire à la construction de ces 26.884 kilomètres, il a été émis pour plus de 9 milliards de francs (9.208.865.450 francs) de titres, se décomposant comme suit:

Actions	1.803.875.325 francs
Obligations	7.404.990.135 —
Ensemble.	9.208.865.460 francs

Au point de vue de la garantie accordée, il y a :

Titres avec garantie d'intérêts.	8.669.969.268 francs
— sans —	538.896.192 —
Somme égale.	9.208.865.460 francs

Par kilomètre de chemin de fer, il a donc été émis pour 342.540 francs de titres.

Les recettes brutes ayant été en 1888 de 847.270.670 fr., le kilomètre de chemin de fer avait en moyenne une recette brute de 31.516 francs. Les frais d'exploitation ont été par kilomètre, en moyenne, de 17.898 francs, ce qui correspond à un coefficient d'exploitation de 56,79 p. 100.

Le revenu net par kilomètre n'ayant été que de 13.618 francs, il n'atteignait même pas 4 p. 100 du capital engagé. L'intérêt garanti avait été de 5 p. 100 et de 6 p. 100.

L'insuffisance des recettes était, du reste, bien plus grande encore, par suite de l'obligation de faire pour la majeure partie des emprunts les payements des intérêts en or, lorsque le cours du rouble crédit, c'est-à-dire des roubles que rapportaient les chemins de fer, était de beaucoup au-dessous du pair.

De fait le gouvernement a dû, en 1888, consacrer 124.535.380 francs à la couverture des payements d'intérêts des titres émis pour l'établissement des chemins de fer. Sur cette somme, 87.570.210 francs ont été nécessités par les chemins de fer concédés.

Bien que cette dernière part de la subvention doive être considérée comme une avance devant être remboursée dans l'avenir; il faut reconnaître que le moment où des remboursements de quelque importance pourraient être faits par les compagnies ne paraît pas proche.

21. *Impôts prélevés.* — Par contre, il y a lieu de tenir un très large compte des bénéfices que le gouvernement retire directement, par les impôts grevant les recettes pour transports à grande vitesse, des chemins de fer.

Les tarifs pour voyageurs de 1re et 2e classe, de même que ceux pour les bagages et les expéditions à grande vitesse sont imposés, et de ce fait majorés de 25 p. 100; celui pour les voyageurs de 3e classe de 15 p. 100. Il n'y

a que les voyageurs de la 4e classe, c'est-à-dire ceux qui peuvent être transportés en wagons à marchandises au tarif de 2c,11 par kilomètre (*), et les envois à petite vitesse qui n'ont pas à payer l'impôt.

En 1888, les droits perçus sur les voyageurs de 1re, 2e et 3e classes et sur les transports en grande vitesse ont atteint 24.300.000 francs.

22. *Influence des conditions de transport sur les résultats financiers.* — Les parcours considérables que font en moyenne les marchandises contribuent à réduire les frais de transport, tandis que le fait que sur la majeure partie des lignes, les transports prédominent dans une direction et nécessitent des retours à vide, augmente les frais de transport.

Le parcours moyen des marchandises a été en 1888, sur l'ensemble des lignes russes, de 246 kilomètres. Sur certaines lignes il est beaucoup plus grand; ainsi il a atteint 511 kilomètres sur les lignes de Libau-Romny.

Le chargement moyen des wagons à marchandises ayant 10 tonnes de capacité, et qui se trouvent en général à chargement complet dans le sens du mouvement, n'a été que de 4t,9.

En n'envisageant que les marchandises à petite vitesse, la recette moyenne par tonne-kilomètre a été de 4c,40; mais en comprenant également les transports à grande

(*) Le mouvement des voyageurs de 4e classe prend à certains moments une très grande importance. Grâce au tarif très bas accordé à ces voyageurs, les ouvriers agricoles peuvent, en se transportant du Sud vers le Nord, prêter deux fois leur concours dans la récolte des blés. Pour n'en citer qu'un exemple, je mentionnerai que sur le chemin de fer Kozlow-Voronège-Rostow, il y a des jours dans le courant du mois de juin où cinq trains composés de trente-cinq wagons chacun ne transportent que des paysans se rendant à des travaux agricoles. Chaque wagon porte quarante voyageurs de 4e classe. Pendant la saison des récoltes l'expédition d'un ou de deux trains de ce genre par jour est très fréquente.

vitesse, la recette moyenne par tonne-kilomètre s'est élevée à 5c,97, c'est-à-dire à près de 6 centimes; la dépense correspondante a été de 3c,39 par tonne-kilomètre; la recette nette a donc été de 2c,58 par tonne de marchandises transportée à 1 kilomètre en grande et en petite vitesse.

Il sera fort intéressant de suivre l'influence qu'exerceront sur le trafic et sur les résultats financiers les nouvelles règles établies par le gouvernement russe pour la tarification.

Il est permis de prévoir que si, d'une part, la recette brute moyenne par tonne et kilomètre se trouvera diminuée et les parcours moyens augmentés; la dépense moyenne par tonne-kilomètre diminuera d'autre part.

Quand même la différence, c'est-à-dire la recette nette moyenne par tonne-kilomètre, se trouverait diminuée, il est bien probable que, par l'augmentation du trafic, augmentation dans laquelle les combustibles et autres produits minéraux entreront pour une large part, la recette nette totale atteigne ou dépasse même celle des années précédentes.

23. *Capacité des wagons et composition des trains.* — La capacité des wagons à marchandises des chemins de fer russes est en général de 610 pouds, soit sensiblement de 10 tonnes.

Dans le sens du mouvement des transports de blé, les wagons sont presque tous utilisés à pleine charge, et néanmoins le matériel des compagnies est toujours insuffisant au moment où s'effectuent les envois de blé.

Plusieurs chemins de fer ont pris le parti d'augmenter la capacité de leurs wagons couverts servant au transport des céréales et de la porter à 11t,5 et même à 12t,3.

Les dimensions de la caisse sont toujours suffisantes pour pouvoir charger ce supplément de blé, mais il a fallu renforcer les ressorts et les fusées des deux essieux supportant ces wagons à capacité majorée. Ces modifications ne sont pas coûteuses et permettent d'augmenter dans une forte proportion la capacité de transport avec le même nombre de wagons.

Les trains de marchandises sont toujours à pleine charge dans le sens du mouvement du blé, pendant que s'effectuent les transports considérables de céréales.

Sauf les lignes de la Crimée et celles du Caucase, tous les chemins de fer allant des pays de production du blé aux ports ne traversent pas des terrains accidentés, mais de vastes plaines ondulées. C'est donc à la tendance des constructeurs des chemins de fer russes, de réduire le plus possible les travaux de terrassement, qu'il faut attribuer le fait, que les profils en long des chemins de fer ayant à effectuer les transports de blé, présentent en général des déclivités relativement fortes, c'est-à-dire de 10 à 15 millimètres et quelquefois même plus, et que les pentes et rampes alternent fréquemment.

Le nombre des wagons chargés composant un train est dans ces conditions de 30 en moyenne.

Il est plus considérable lorsque ce sont des wagons à trémie, spécialement construits pour les transports de blé en vrac. Les wagons munis de trémies de fond présentent l'avantage de faciliter le déchargement du blé en vrac, tout en mettant le chargement mieux à l'abri des pertes en route que les wagons ordinaires, aménagés à l'aide de vannes pour les transports en vrac. Ces avantages se trouvent contrebalancés par la réduction de capacité qui résulte de l'établissement, à l'intérieur de ces wagons, de plans inclinés assurant l'écoulement des blés par l'ouverture des trappes des trémies.

Le chargement complet d'un wagon couvert, à trémies de fond, ne peut guère dépasser 8 tonnes.

Pour les transports tels que ceux qui s'effectuent des silos aux estacades du port d'Odessa, les wagons de cette construction sont très utiles; ils réduisent à la fois le temps exigé pour le déchargement et les frais de manipulation.

24. *Mesures favorisant les transports en vrac.* — Les compagnies de chemins de fer sont le plus souvent favobles aux transports de blé en vrac; mais pour assurer l'accord entre toutes les lignes pouvant avoir à concourir à ces transports, le gouvernement a dû consacrer les règles qui régissent ce mode de transport.

Ainsi, pour les agrès tels que portes-vannes, bâches, etc., il a été convenu qu'ils ne devaient peser que 164 kilogrammes au plus par wagon, tout en présentant les garanties de solidité. Ils peuvent être fournis par les parties, par la compagnie de chemin de fer ou par des entrepreneurs spéciaux; mais l'expéditeur est chargé de leur mise en place et se trouve de ce fait, à moins de fautes commises par les chemins de fer, responsable des pertes en route.

Ces appareils de fermeture sont admis au retour gratuit jusqu'à la station de départ. La location de tout l'attirail de fermeture est fixée à 3 francs par wagon et par expédition, sans distinction de distance. La moitié du prix de location revient aux chemins de fer sur lesquels passent les transports en vrac, et se répartit au prorata des parcours.

La fermeture ayant été reconnue bonne, toute perte de blé dépassant 2 p. 100 est imputée aux chemins de fer et supportée par eux proportionnellement à la longueur des parcours pour lesquels ils ont été empruntés.

VI. Conclusions.

Les transports de céréales dans la Russie méridionale se font exclusivement par chemins de fer.

Pour améliorer les conditions de ces transports, en particulier pour prévenir l'encombrement au moment des récoltes, époque à laquelle le matériel de transport ne suffit jamais pour répondre à toutes les demandes, la création de magasins dans les stations voisines des centres de production se poursuit. Ces magasins font office de régulateurs de l'écoulement des céréales vers les ports.

L'établissement de silos avec aménagements mécaniques, au lieu des magasins ordinaires, rend de bons services.

Mieux que les magasins ordinaires, les silos permettent de faire, sur les céréales qui y sont déposées, des avances de fonds. Ces avances mettent les agriculteurs à même d'être moins exigeants pour la rapidité de l'expédition de leur récolte.

Les silos établis à proximité des ports présentent sur ceux de l'intérieur du pays des avantages au point de vue de la vente.

Les agences commerciales, organisées par les chemins de fer dans les ports, sont d'une utilité incontestable pour les producteurs et particulièrement pour les petits agriculteurs.

Quant aux transports proprement dits, l'augmentation de la capacité des wagons affectés au transport des blés contribue à rendre le matériel dont on dispose apte à suffire à un trafic plus considérable et permet d'ajourner ou de réduire les dépenses pour augmentation de matériel roulant.

Les transports en vrac facilitent les opérations de

chargement et de déchargement, surtout là où des installations ont été faites en vue de ce genre de transport.

Les tarifs très bas imposés par le gouvernement aux chemins de fer russes, et en particulier les avantages accordés aux transports à longs parcours, permettent aux céréales d'arriver des points très éloignés aux ports d'exportation sans être grevées de frais de transport considérablement plus élevés que les céréales de provenances moins éloignées et ayant à supporter des tarifs plus élevés.

Quand même la réduction du bénéfice par unité de transport ne serait pas compensée par l'augmentation du trafic, il paraît hors de doute que le supplément de charges qui pourrait résulter pour le Trésor, du fait des garanties d'intérêt accordées aux chemins de fer, trouverait une compensation dans les revenus indirects que lui assurera le développement de l'agriculture dans les contrées qui se trouvent trop éloignées des marchés pour avoir pu, sous le régime des tarifs antérieurs, y chercher le débouché de leurs produits.

Paris, le 12 novembre 1890.

ANNEXE A

TABLEAU DONNANT LA CAPACITÉ DES MAGASINS ET L'IMPORTANCE DE L'EXPORTATION DES BLÉS POUR LES PRINCIPAUX PORTS RUSSES

DÉSIGNATION DES PORTS	CAPACITÉ des magasins		IMPORTANCE DE L'EXPORTATION EN TONNES					RAPPORT de la capacité des magasins à l'exportation moyenne	OBSERVATIONS
	en hectolitres	en tonnes	1886	1887	1888	1889	Moyenne des quatre années		
Saint-Pétersbourg.	6 921.600	540.000 [1]	830 000	773 200	905.100	535.400	760.925	71 p 100	[1] Non compris les entrepôts sur le canal maritime et divers dépôts en ville.
Reval	2.100.000	164 000	98.200	212 000	216 000	198.100	181.075	90 —	
Riga.	»	3[illegible]0.000	132 700	323.800	406.300	2[illegible]6.600	279.850	107 —	[2] Un incendie a détruit beaucoup de magasins. On utilise des magasins dans l'intérieur de la ville jusqu'à environ 33.000 tonnes de capacité.
Libau	»	328 000	209.200	467.400	750.800	637.700	538 775	60 —	
Odessa.	6 300 000	492.000	1 [illegible]21 100	1.511.400	1 927.100	1.633 200	1.523.200	32 —	
Nicolajef	4.200.000	323 000	238.700	518 300	777.700	557 30[illegible]	521.000	62 —	
Sewastopol.	171.000	13.360 [2]	194.400	26[illegible].200	516.700	417.300	347 150	3 —	[3] Ce chiffre comprend des magasins de 87 000 tonnes de capacité, très mal situés.
Taganrog.	1.575.000	123.000 [3]	127.000	1[illegible]9.500	318.000	251.600	221.075	51 —	
Rostow-sur Don. .	3 15[illegible] 000	246.000 [4]	291.900	533.600	1.055.100	630.800	632.850	38 ..	[4] Chiffres fournis par le chemin de fer de Vladikawkas.
Totaux. . . .	»	2.534 360	»	»	»	»	4.91[illegible] 90[illegible]	50 p. 100	

ANNEXE B

EXTRAITS DU TABLEAU HEBDOMADAIRE OFFICIEL

[affic]hé dans toutes les gares des chemins de fer, donnant, d'après les avis télégraphiques,
les prix des céréales,
les prix des eaux-de-vie et les frets et primes d'assurances.

Saint-Pétersboug, le 17 avril 1890.

I. Prix des céréales sur les principaux marchés russes.

[D]ÉSIGNATION	SAINT-PÉTERSBOURG		ODESSA		
[F]roment. . . .	Indication des diverses qualités de blé et des modes de payement.	Prix de l'hectolitre de 78 kilogr. 14,66 à 15f,37 13,94 à 14,66 14,30 à 15,01 13,94 à 14,66	Indication des diverses qualités de blé et des modes de payement.	Prix des 100 kilogr. 17f,39 à 17f,75 17,57 à 18,85 17,93 à 19,03 17,21 à 19,21	Suivent des colonnes analogues à celles de St-Pétersbourg et d'Odessa, citées comme exemples. Elles fournissent les mêmes indications pour les villes de : Reval, Riga, Libau, Nicolajew, Marioupol, Taganrog, Elets, Rostow-sur-Don, Novorossisk, Moscou, Samara, Saratow, Ribinsk et Varsovie.
[É]tat du marché.	Meilleur.		Calme.		
[S]eigle	»	Prix de l'hectolitre de 70 kilogr. 9f,44 à 9f,65 8,94 à 9,30	»	Prix des 100 kilogr. 12f,26	A la date du 21 août 1890, le froment n'était coté à St-Pétersbourg qu'aux prix variant entre 14f.30 et 15f.58 par hectolitre et l'avoine entre 5f,72 et 5f,15 l'hectolitre l'orge avait baissé à 7f,43 l'hectolitre.
[É]tat du marché.	Ferme.		Calme.		La baisse était générale sur tous les marchés russes.
[A]voine.	»	Prix des 100 kilogr. 15f,56 à 16f,47 — Prix par hectolitre. 6f,59 à 6f,94	»	Prix des 100 kilogr. » » — » »	
[É]tat du marché.	Ferme.		»	»	
[O]rge	Indication des diverses qualités de blé et des modes de payement	Prix de l'hectolitre. 8f,58 à 10f,30 11,44 à 13,15	Indication des diverses qualités de blé et des modes de payement.	Prix des 100 kilogr. 14f,53 10,61	
[É]tat du marché.	Meilleur.		Calme.		
Maïs	»	» »	Indication de la qualité.	Prix par 100 kilogr. 9f,70	
État du marché.			Assez ferme.		

II. Prix des céréales sur les marchés étrangers.

DÉSIGNATION	MARSEILLE 17/29 avril		LONDRES 16/28 avril		
Froment. . . .	Indication de la qualité, de la provenance et des modes de payement.	Prix de l'hectolitre. 15f,73 » » » » 13,30	»	Prix des 100 kilogr. 22f,15 » » » » 19,96	Suivent des ... analogues à celles de ... seille et de Londres, ... comme exemples et ... nant les prix sur les ... chés de : Gênes, Am... dam, Berlin, Dantzig, ... nigsberg, New-York ... Chicago. — Le tableau indique ... plus la valeur du ... or en rouble crédit. A la date du 17 ... 1890, ce cours va... entre 1 R.-c,43 et 1 R.-c,...
État du marché.	» »		Très ferme.		
Seigle	»	»	»	»	
État du marché.	» »		» »		
Avoine.	»	Prix des 100 kilogr. » » » »	»	Prix des 100 kilogr. 21f,79 16,11	
État du marché.	» »		Ferme.		
Orge	»	Prix des 100 kilogr. » » » »	»	Prix des 100 kilogr. 14f,46 » »	
État du marché.	» »		Ferme.		
Maïs	»	Prix des 100 kilogr. » » » »	»	Prix des 100 kilogr. 12f,54 11,53	
État du marché.	» »		Faible.		

III. Frets et primes d'assurance, par 100 kilogr.

Ce tableau renferme le montant du fret et des primes d'assurance par 100 kilogrammes de froment, de seigle, d'avoine et d'orge des ports russes de Saint-Pétersbourg, Reval, Riga, Libau, Odessa, Sewastopol, Nicolajew, Novorossisk, Rostow et Taganrog et de ceux de Konigsberg et de New-York; pour Londres, Amsterdam, Berlin, Marseille et Gênes.

OBSERVATIONS. — Ces prix sont sensiblement les mêmes pour Marseille et Gênes; ils sont :

Pour les 100 kilogr. de froment : d'Odessa ou de Sewastopol, 1f,38 ; de Novorossisk, 1f,57.
— d'orge : — 1,44 ; — 1,61.

IV. Prix des spiritueux,

au comptant, non compris les accises, sur les marchés russes, ni les droits d'octroi ou d'entrée sur les marchés étrangers.

Ce tableau donne les prix relevés sur les marchés de : Saint-Pétersbourg, Reval, Libau, Varsovie, Moscou, Charkow, Kiew, Odessa, puis de Constantinople, Marseille, Barcelone et Hambourg, par unité de mesure et pour divers degrés.

ANNEXE C

NOTE SUR LE FONCTIONNEMENT DE L'AGENCE COMMERCIALE DU CHEMIN DE FER DU SUD-OUEST, A ODESSA

L'agence commerciale des chemins de fer du Sud-Ouest, à Odessa, a été chargée, en 1889, de la vente d'environ 27.000 tonnes de céréales; il lui restait. . . . . 35.000 tonnes de l'année 1888.

Total. . . . . 62.000 tonnes

Elle avait vendu, en 1888, un total d'environ 70.000 tonnes.

Dans le courant de 1889, elle a vendu 48.000 tonnes; il lui restait 22.000 tonnes environ à la date du 1er janvier 1890.

La diminution des blés amenés en 1889, à Odessa, s'explique par la faible récolte de cette année, qui est restée de 58,9 p. 100 au-dessous de celle de 1888 et de 38,1 p. 100 au-dessous de la moyenne des cinq années 1883-1887.

Les quantités de céréales reçues par l'agence commerciale d'Odessa ont été :

En 1883.	1.900	tonnes environ
En 1884.	13.700	—
En 1885.	35.600	—
En 1886.	18.200	—
En 1887.	49 300	—
En 1888.	61.600	—
En 1889.	27.000	—

En laissant de côté l'année 1883, qui était celle de la création de l'agence, et en cumulant toujours deux à deux les années, la progression des affaires de l'agence d'Odessa est mieux marquée :

1884 et 1885.	49.300	tonnes
1886 et 1887.	67.500	—
1888 et 1889.	88.600	—

Les avances faites par la Banque internationale de commerce

de Saint-Pétersbourg au taux de 7 p. 100 ont atteint, en 1889, environ 9 millions de francs; elles ont été faites, non seulement sur les blés adressés à l'agence d'Odessa, mais aussi sur les transports confiés à la compagnie du Sud-Ouest pour d'autres destinataires à Odessa.

Les 79,7 p. 100 des avances faites, en 1889, ont porté sur le froment; 11,3 p. 100 sur le maïs; 9 p. 100 sur les autres céréales.

Pour donner plus de facilités aux producteurs et permettre au chemin de fer d'écouler avec moins de précipitation les marchandises vers Odessa, on a donné, en 1890, des avances sur les céréales livrées dans diverses gares du chemin de fer Sud-Ouest et ces avances ont été faites par la Banque de l'État au taux de 6 p. 100.

L'agence commerciale d'Odessa a fait preuve, en 1889, de sa bonne gestion, car le prix du froment, par exemple, ayant varié entre 12f,45 et 19f,04 les 100 kilogrammes, avec une moyenne de 16f,72 pour l'année, elle a vendu des grandes quantités à des prix voisins du maximum et plus de 21.000 tonnes sur le total de 48.000 tonnes à des prix supérieurs aux prix moyens de l'année.

Les frais de magasinage ont été, par mois et par tonne de céréales, en moyene de 1f,20; ceux de la manutention des pesages, de la correspondance, plus le courtage, de 4f,02 par tonne. Ces frais diminueront après la mise en service des silos, mais jusque là on continue à percevoir :

1° 1 p. 100 de commission sur le prix de vente.
2° Pour magasinage, manutention, ventilation, séchage, par tonne et par mois, 1f,53. Chaque mois commencé est compté pour un mois.
3° Les frais de poste et de télégraphe seront comptés à au moins 1f,50 par opération avec un client
4° Pour pesage 2c,9 par hectolitre, soit environ 0f,40 par tonne.
5° Courtage, 1/2 p. 100 du prix de vente.
6° Chargement et transport des sacs vides, 1f,20 par chargement de wagon.
7° L'assurance du blé sera comptée au prix réel.

ANNEXE D

TARIF SPÉCIAL, N° 503*a*, POUR CÉRÉALES

par wagon complet de 10 tonnes,
de la ligne de Kozlow-Voronège-Rostow à Saint-Pétersbourg, par la ligne de Kozlow-Riazan.

DÉSIGNATION des STATIONS DE LA LIGNE KOZLOW-VORONÈGE - ROSTOW	DISTANCES en kilomètres		MONTANT EN FRANCS attribué par wagon de 10 tonnes à				
	DE ROSTOW	DE SAINT-PÉTERSBOURG	KOZLOW-VORONÈGE-ROSTOW	KOZLOW-RIAZAN (212 kilom.)	MOSCOU-RIAZAN (197 kilom.)	MOSCOU-SAINT-PÉTERSBOURG (650 kilom.)	Ensemble
Rostow	»	1.886	226,65	49,89	48,39	151,56	476,49
Novotcherkask	50	1.836	220,26	51,18	49,62	155,43	476,49
Chachty	92	1.794	214,71	52,32	50,73	158,73	476,49
Soubine	121	1.765	210,90	53,07	51,45	161,07	476,49
Swerewo	140	1.746	208,20	53,61	51,99	162,69	476,49
Gloubokaja	210	1.676	197,61	55,71	54,03	169,11	476,49
Tchertkovo	324	1.562	179,13	59,43	57,63	180,30	476,49
Michailovko	440	1.446	157,56	63,72	61,80	193,41	476,49
Liski	550	1.336	129,45	67,11	65,10	203,67	465,33
Voronège	651	1.235	101,97	69,21	67,17	210,21	448,59
Griazi	766	1.120	45,75	78,00	75,66	236,79	436,20
Kozlow	827	1.[illegible]59	4,59	86,22	83,61	261,75	436,20
Pour chargement et déchargement	»	»	8,01	»	»	3,99	12,00
Pour passage sur autre ligne	»	»	0,90	1,80	1,80	0,90	5,40
Ensemble, frais supplémentaires par wagon	»	»	8,91	1,[illegible]0	1,80	4,89	17,40

OBSERVATIONS — On voit que pour les expéditions partant de Rostow, la ligne K.-V.-R. perçoit en moyenne (non compris les frais accessoires) 2^{c},74 par tonne kilométrique; la ligne K.-R., 2^{c},35; la ligne M.-R., 2^{c},[illegible]6; la ligne M.-St-P., 2^{c},33, et pour le trajet entier, on perçoit en moyenne par tonne kilométrique 2^{c},52. Pour les envois partant de Michailovko, la ligne K.-V.-R. perçoit 4^{c},07; la ligne K. R., 3 centimes; la ligne M.-R., 3^{c},13; la ligne M.-St-P., 2^{c},98, et pour le trajet entier 3^{c},30. Pour les envois partant de Kozlow, la ligne K.-V.-R. perçoit pour les 3 kilomètres de parcours de gare à gare, par kilomètre et tonne, 15^{c},3; la ligne K.-V., 4^{c},07; la ligne M.-R., 4^{c},21; la ligne M.-St-P., 4^{c},03, et le parcours total revient par tonne kilométrique à 4^{c},12.

Ces exemples montrent bien que l'on avantage la ligne expéditrice et celles qui ne sont empruntées que sur de faibles longueurs.

CHRONIQUE

(Novembre 1891)

N° 50

Construction de grandes écluses, à Sault-Sainte-Marie (Amérique du Nord).

Par M. H. Rousseau, Ingénieur des ponts et chaussées.

Le seul débouché du lac Supérieur est la rivière Saint-Marie, par laquelle il communique avec le lac Huron. Cette rivière présente, en un point appelé Sault-Sainte-Marie, des rapides que les bateaux ne peuvent franchir. En 1855, un canal de 2 kilomètres de longueur a été ouvert, sur le territoire des États-Unis, pour tourner ce passage. On y plaça deux écluses consécutives dont chacune avait une chute de 2^{m},75; leurs dimensions étaient 106 mètres de longueur et 21 mètres de largeur. La dépense fut de 5 millions de francs.

En 1870, le développement de la navigation fit entreprendre de nouveaux travaux qui furent achevés en 1881 et coûtèrent 10.750.000 francs. Ils comprenaient d'abord l'amélioration du canal, dont la largeur minimum fut portée à 33 mètres, la profondeur d'eau à 4^{m},88, et dont les berges, formées de ces coffrages en bois remplis de pierres dont l'usage est répandu dans le pays, s'élevaient à 1^{m},22 au-dessus de l'eau. A côté des deux écluses existantes, on en plaça une nouvelle, ayant à elle seule la chute totale de 5^{m},50 et capable de contenir quatre grands bateaux. Sa longueur est de 157 mètres entre les chardonnets, sa largeur est de 24^{m},40 dans le sas, et se réduit à 18^{m},30 à l'emplacement des portes; celles-ci, au lieu d'avoir le même axe que l'écluse, sont reportées l'une vers la droite et l'autre vers la

gauche; de sorte que chacun des bajoyers s'infléchit à l'une de ses extrémités. La profondeur d'eau est de 5^m,18 au-dessus du busc, la hauteur des murs est de 12^m,05 et leur longueur totale de 218^m,50. Bâtis en moellon et pierre de taille, ils reposent sur le rocher; le fond du sas est un plancher de sapin dont les poutres sont fixées dans du béton. Les portes sont en bois; chaque vantail d'aval pèse 77 tonnes. Deux aqueducs de bois, à section carrée, servent au remplissage : placées sous le radier, parallèles à l'axe de l'écluse dont ils occupent toute la longueur. ils ont chacun 6 mètres carrés de section et présentent un total de 58 ouvertures uniformément distribuées; deux autres aqueducs, de faible longueur, servent à l'évacuation des eaux; une vanne commande chaque aqueduc. Le bief d'amont alimente deux turbines dont la force totale est de 50 chevaux; en agissant sur un arbre moteur, elles mettent en mouvement deux pompes qui remplissent un accumulateur dont la pression habituelle est de 8 kilogrammes par centimètre carré. Les portes sont ainsi manœuvrées par des pistons hydrauliques agissant sur des câbles de fer fixés au bas de chaque vantail; d'autres pistons ouvrent et ferment les vannes des aqueducs. Les deux turbines font également mouvoir une pompe centrifuge, lorsque l'on veut vider entièrement le sas.

On a établi, en outre, un barrage mobile, à un kilomètre en amont de l'écluse, dans le but de la protéger en cas de besoin : c'est un pont tournant dont le pivot est sur une rive; de longues vannes de bois, distribuées sur toute sa longueur, sont mobiles autour d'un axe parallèle au tablier; horizontales quand le pont est ouvert, elles peuvent s'abaisser quand il est fermé et venir s'appuyer sur un seuil au fond du canal.

A la suite de ces travaux, le trafic a augmenté dans des proportions considérables. De 1881 à 1889, il a passé 30 millions de tonnes de marchandises, total supérieur à celui que l'on avait obtenu dans les vingt-cinq années écoulées depuis l'ouverture du canal. Dans l'exercice 1888-1889, qui n'a duré en réalité que 232 jours à cause de l'interruption causée par les glaces, il a été fait 4.390 éclusées et le canal a été traversé par 8.832 bateaux portant 6 millions de tonnes; le seul mois d'août 1888 en fournit 1 million. Les dimensions des bateaux ont également augmenté, dès que la profondeur de 4^m,88 a été obtenue : en 1888 ils portaient en moyenne plus de 800 tonnes, on en citait 80 de plus de 2.000 et un de 3.000 tonnes. Le prix de transport par eau d'une tonne à un kilomètre, le canal étant compris dans un parcours

de 1.300 kilomètres en moyenne, descendait à 0f,007, tandis que les chemins de fer de la région faisaient payer 0f,25 pour les même produits.

Ces résultats ont conduit à l'adoption d'un nouveau programme de travaux, évalués à 40 millions, qui s'exécutent actuellement. La voie navigable aura 6m,10 de hauteur d'eau; outre cet approfondissement du canal, on ouvre au-dessous de Sault-Sainte-Marie, dans un faux bras de la rivière, un chenal de 90 mètres de largeur, destiné à diminuer de 18 kilomètres l'étendue du parcours et qui sera éclairé la nuit. En dehors de ces dragages importants et des ouvrages accessoires, tels qu'un bassin de radoub, qui doivent compléter l'amélioration projetée, le principal travail est la construction d'une écluse, supérieure par ses dimensions à celle de 1881.

Ce nouvel ouvrage se construit dans l'emplacement des deux écluses primitives de 1855. Ses dimensions seront 244 mètres d'un chardonnet à l'autre, 30m,50 de largeur, et 6m,40 de hauteur entre le busc et le niveau moyen de l'eau d'amont. Il a été décidé que les portes seraient métalliques. Il leur faut, en effet, une assez grande légèreté, en même temps qu'une simplicité de manœuvre suffisante; or, l'étude de la courbure à adopter pour leur assurer la résistance nécessaire a montré qu'en les construisant en bois, on s'obligeait soit à les loger dans des enclaves assez profondes pour être dangereuses, soit à leur donner un poids tel qu'il faudrait des rouleaux pour les porter. Avec des portes en fer, la profondeur d'une enclave sera 2m,55, le poids d'un vantail 132 tonnes, son rayon de courbure 24 mètres. Il y aura deux portes de garde, deux d'écluse; une troisième porte d'écluse placée à 29 mètres seulement plus bas que celle d'aval, assure une ressource en cas d'accident comme le fait la porte de garde à l'amont.

Les murs, revêtus de granit, doivent être fondés sur le rocher dont ils seront séparés par une couche de béton. Construits par redans, ils auront 6m,10 d'épaisseur à la base et 3m,05 au sommet. A l'endroit des portes, qui peuvent travailler de tout leur poids à les renverser, l'épaisseur des bajoyers sera de 11 mètres.

Le nombre des aqueducs souterrains, destinés à remplir et à vider l'écluse, doit être plus grand que dans celle de 1881. On a calculé qu'avec 4 aqueducs de 6 mètres de section il faudrait 12 minutes, et avec 6 aqueducs 8 minutes pour remplir l'écluse, les autres opérations prenant dans tous les cas 28 minutes. Cette économie de temps est plus importante que l'augmentation des

dépenses de construction qui en résultera. Six aqueducs donnent une réserve en cas d'accident, et permettent de mieux régler les mouvements de l'eau ; d'ailleurs, malgré ce nombre, il n'y a pas à craindre d'affaiblir avec excès le mur de chute, ni de trop abaisser l'eau en tête de l'écluse. Construits tout en bois, ces aqueducs doivent prendre naissance dans une fosse placée en tête du busc, le traverser suivant des rayons, et déboucher dans le radier chacun par 35 ouvertures, distribuées de manière à produire un remplissage uniforme : les deux plus éloignés de l'axe n'auront que la moitié de la longueur de l'écluse et leurs vannes ne seront ouvertes qu'après les autres. Six aqueducs d'évacuation, de même section que les précédents, s'étendront sous les deux portes d'écluse d'aval.

L'épaisseur du busc sera de 3^{m},65; pour le passage des six aqueducs, il reposera sur de petites voûtes portées par 5 piles et 2 culées. Le fond du sas sera formé, comme en 1881, d'un épais plancher dont les pièces longitudinales et transversales doivent être fixées par des boulons entre elles, ainsi qu'au rocher qui leur servira de base.

Telles sont les dispositions adoptées pour l'ouvrage que l'on exécute en ce moment. Les appareils moteurs, dont le projet reste à faire, doivent être imités de l'écluse de 1881. La fouille, qui se fait à sec dans un grès assez dur, sera bientôt terminée.

Le Canada, auquel la rivière Sainte-Marie sert de frontière, et dont les navires fournissent une petite fraction du tonnage passant par cette voie, vient de commencer à son tour l'ouverture d'un canal avec écluse, sur son territoire, en face des travaux des États-Unis. Le canal aura 5^{m},50 de profondeur au-dessous des basses eaux et 45 mètres de largeur; sa longueur sera d'un kilomètre; les berges seront revêtues de maçonnerie et, sur chaque rive, le canal et l'écluse doivent être isolés par un écran souterrain d'argile, de 2 mètres d'épaisseur moyenne, s'enfonçant profondément dans le sol et s'étendant sur toute leur longueur.

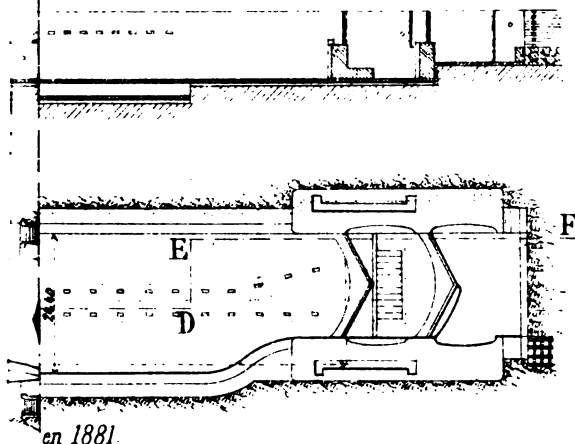
L'écluse canadienne aura une certaine ressemblance avec celle que les Américains ont établie en 1881 : longueur entre les portes 182 mètres; largeur 26 mètres, se réduisant à 18^{m},30 à l'endroit des portes dont chacune sera rejetée de côté; hauteur totale des murs 12^{m},65. L'amont et l'aval seront protégés par des portes de garde; les manœuvres se feront par des appareils hydrauliques. Pour emplir le sas, on établira sous le radier deux tuyaux de fonte, de 8 mètres carrés de section, présentant des ouver-

tures dans toute sa longueur. Le radier sera en béton, et il n'y aura de planchers qu'au voisinage des portes.

L'emplacement de l'écluse est creusé dans une roche de même nature que celle de l'autre rive. Pour faire la fouille, qui est à peu près terminée, on a utilisé la chute de la rivière : un canal de bois amène l'eau sur le chantier, et cette force distribuée sous forme d'air comprimé sert à faire tous les travaux d'épuisement, de déplacement des matériaux, ainsi que le percement très rapide des trous de mine dans le rocher.

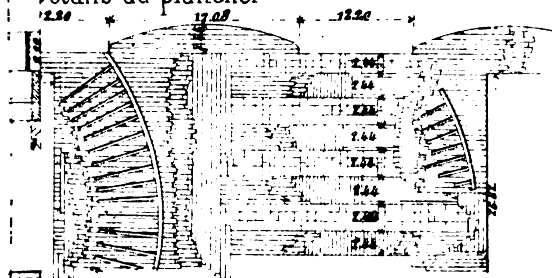
Paris, le 21 mars 1891.

, CD, EF.

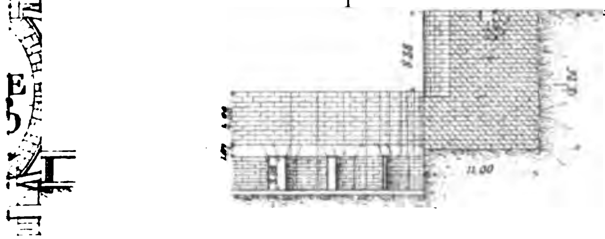


en 1881

Détails du plancher



Coupe en LM



Auto-Imp L Courtier, 43 r. de Dunkerque, Paris

N° 51

NOTE

SUR L'ASSAINISSEMENT DE LA SEINE

ET

LES SIPHONS DES ILES SAINT-LOUIS ET DE LA CITÉ

Par M. FERDINAND MEYER, Ingénieur des ponts et chaussées.

Les égouts, qui autrefois déversaient en Seine les eaux des différents bassins parisiens, ont, depuis plusieurs années déjà, été déviés et conduits jusqu'aux galeries collectrices qui en réunissent les eaux pour les évacuer à Asnières; il ne reste plus, pour polluer le fleuve entre Bercy et le Point-du-Jour, que quelques décharges destinées à y envoyer, en temps de fortes pluies ou dans certaines périodes accidentelles, le trop-plein des eaux que les collecteurs ne peuvent recevoir; il reste aussi, ou plutôt il restait encore au mois de juin 1890, les eaux ménagères et pluviales de l'île Saint-Louis et de l'île de la Cité, qui ne pouvaient trouver d'autre issue que la Seine, puisque les îles n'avaient avec les deux galeries d'égout, établies sous les quais de rive droite et de rive gauche, aucune communication directe.

L'administration de la ville de Paris, soucieuse d'apporter une première amélioration à cet état de choses, a entrepris, de 1888 à 1890, le remaniement complet du

système de drainage établi dans les îles et a décidé d'en ramener les eaux au moyen de siphons inférieurs dans les collecteurs des deux rives.

Le projet dressé par les ingénieurs du service municipal comprenait trois parties distinctes :

1° La modification des égouts existants dans l'île Saint-Louis et l'achèvement du drainage de cette île, le tout combiné de façon à amener les eaux au point bas choisi pour origine du siphon d'évacuation;

2° Les mêmes opérations dans l'île de la Cité;

3° Les deux siphons.

L'ensemble de ces trois opérations était, dans l'origine, évalué à 400.000 francs se décomposant ainsi qu'il suit :

Ile Saint-Louis. .	Égouts.	209.500 fr.	258.000 fr.
	Siphon.	48.500	
Ile de la Cité. . .	Égouts.	109.000	142.000
	Siphon.	33.000	
	Ensemble.		400.000 fr.

Une délibération du conseil municipal, en date du 23 mars 1888, mit à la disposition de l'administration le crédit nécessaire à l'exécution du travail.

La transformation des égouts fut commencée pendant la campagne d'été 1889 et terminée pendant celle de 1890. Quant aux siphons, ils furent exécutés, le premier au mois de juillet, le second au mois de novembre 1890.

Ile Saint-Louis.

La longueur totale des égouts en service dans l'île Saint-Louis est de 2.000 mètres environ. La majeure partie des égouts existants se trouvaient dans la moitié de l'île comprise entre la rue des Deux-Ponts et la pointe

du quai de Bourbon, et tous les écoulements du réseau étaient évacués en Seine par plusieurs décharges (voir le plan, Pl. 64, *fig.* 5). L'autre moitié de l'île, située à l'est, vers les ponts Sully, ne possédait d'autres canalisations que celles du boulevard Henri IV et d'une portion de la rue Saint-Louis-en-l'Ile, vers le quai d'Anjou.

Pour compléter le drainage de l'île Saint-Louis et assurer l'évacuation de ses eaux dans le collecteur de la rive droite, l'administration municipale a résolu l'achèvement de la canalisation des quais de Bourbon et d'Anjou, qu'i fallait réaliser pour recueillir et ramener toutes les eaux des égouts actuels et futurs de la partie Est du point où arrivent déjà celles de l'ancien réseau situé à l'ouest.

Au point le plus bas du collecteur rive droite, établi sous le quai de l'Hôtel-de-Ville, en face de l'île Saint-Louis (Pl. 64, *fig.* 5), le radier est à la cote (28,75) et les eaux sont au niveau moyen de (29,75). On a donc choisi pour sommet d'évacuation, c'est-à-dire pour origine du siphon, un point situé au droit de cette cote, c'est-à-dire à 34 mètres en aval du pont Louis-Philippe, et on a décidé d'y établir le point terminus du radier à l'altitude (30,01) et le niveau moyen des eaux à la cote (30,55), afin d'avoir en temps normal 30,55-29,75 ou $0^m,80$ de différence de hauteur et, par conséquent, de charge d'écoulement. C'est donc la cote (30,01) qui a servi de base pour l'étude de tous les nouveaux radiers d'égout qu'il a fallu aménager dans l'île.

Malgré l'altitude très basse du sol du quai d'Anjou, on a pu, en réduisant à $0^m,001$ la pente de l'égout projeté, obtenir au droit de la rue Poulletier la cote (30,44) absolument imposée pour ramener les eaux souterraines des rues Saint-Louis-en-l'île, Poulletier, de Bretonvilliers et du quai de Béthune, en même temps que celles du boule-

vard Henri IV. L'égout des quais d'Anjou et de Bourbon a été continué, avec la même pente de $0^m,001$ par mètre, vers la pointe occidentale de l'île et aboutit à l'origine du siphon. Ce nivellement a nécessité un abaissement moyen de $0^m,75$ environ du radier de l'égout du quai de Bourbon.

Pour en faciliter le curage, que la faible pente des radiers devait rendre pénible, on a adopté un type spécial, avec cunette latérale de $0^m,50$ de largeur sur $0^m,60$ de profondeur moyenne, qui permet l'usage de wagonnets à vannes (voir Pl. 65, *fig.* 3 et 4).

A partir de la rue du Bellay, l'égout du quai de Bourbon est suivi d'un type à cunette de $0^m,80$ de profondeur qui sert de bassin de décantation et où sont posées des grilles filtrantes. Cette galerie se termine par un petit tronçon d'égout aboutissant à la prise du siphon et permettant d'opérer à l'aise les manœuvres nécessaires à l'évacuation.

On a d'ailleurs relié l'égout du quai de Bourbon par un branchement de communication qui aboutit sur le palier de l'escalier donnant accès au bas port, et qui sera utilisé pour les visites de surveillance et le remisage du matériel de curage. D'autre part, on a conservé et aménagé l'ancienne décharge en Seine située vers la pointe de l'île, en la munissant d'un déversoir mobile qui sera réglé et manœuvré, soit pour évacuer le trop-plein du siphon, soit pour opérer la vidange complète de l'égout en cas exceptionnel d'obstruction.

Les *fig.* 1 et 2, Pl. 65, représentent les plans et profils en long du siphon et de ses accessoires.

La surface du bassin à desservir par les égouts de l'île Saint-Louis est approximativement de 98.000 mètres carrés; la population y est d'environ 6.500 habitants. Si l'on évalue la consommation publique et privée au maximum de 250 litres par habitant et par jour, on a un débit

moyen de 68 mètres cubes environ par heure; une pluie abondante de $0^m,01$ à l'heure donnera 327 mètres cubes, en admettant que le temps d'écoulement à l'égout soit le triple de la durée de la pluie. Ces deux chiffres réunis donnent un débit total de 395 mètres cubes à écouler à l'heure (sans tenir compte des décharges que l'on conserverait), soit 110 litres par seconde.

La longueur totale développée du siphon est de 119 mètres. Si l'on admet que le niveau de l'eau d'amont dans l'égout du quai de Bourbon sera en moyenne à la cote (30,55) et que, d'autre part, la nappe d'eau, dans le collecteur rive droite, est le plus souvent à l'altitude (29,75), la charge totale sera de $0^m,80$ ou $\frac{0,80}{119,00} = 0,006723$ par mètre. Dans un tuyau de $0^m,40$ de diamètre, la formule de Prony donne $\frac{1}{4} \mathrm{D\,J} = \frac{0,40 \times 0,006723}{4} = 0,006723$, ce qui correspond à une vitesse de $1^m,36$ par seconde, avec laquelle le siphon débitera $0^m,125664 \times 1,36 = 171$ litres par seconde.

On voit que le débit normal sera dépassé et que le diamètre de $0^m,40$ est plus que suffisant. Le siphon a d'ailleurs été établi en double, comme il avait été fait autrefois à celui du pont de l'Alma, pour parer aux éventualités de réparations ou d'accidents.

Ile de la Cité.

Avant les récents travaux, la plus grande partie des eaux de la Cité, depuis les points hauts situés auprès du pont de l'Archevêché et autour de la place du Parvis-Notre-Dame, descendaient dans le sens du courant de la Seine et allaient, par le quai de l'Horloge, se réunir à une décharge située à l'angle du Palais de Justice, en face du grand bras de la Seine, où les galeries de la

rue de Harlay apportaient également une partie de leurs eaux.

En outre, il existait deux autres petits bassins bien distincts qui se déversaient dans le petit bras de la Seine, l'un recevant les eaux du presbytère de Notre-Dame et d'une partie de la place du Parvis; l'autre, beaucoup plus bas, desservant une partie du quai des Orfèvres, trois groupes de canalisations intérieures du Palais de Justice et la plus grande partie de la rue de Harlay et de la place Dauphine.

Le projet réalisé en 1889-1890 a consisté dans la réunion des eaux de ces trois bassins et à leur relèvement. Les anciens égouts du quai de l'Horloge et de la rue de Harlay ont été abaissés et transformés de façon à recueillir toutes les eaux des deux premiers bassins et à les amener sous le quai des Orfèvres dans un égout du type n° 9 (Pl. 64, *fig.* 4), aménagé de façon à faciliter leur relèvement mécanique à l'origine du siphon établi vis-à-vis le Palais de Justice et au même point, mais à une altitude inférieure, aboutissent les eaux du petit réseau de la Sainte-Chapelle.

Dans le collecteur du quai des Grands-Augustins, qui doit servir d'évacuation aux eaux de la Cité, le plan d'eau est en moyenne à la cote (29,86).

L'origine amont du siphon à établir a donc été fixée à la cote (30,36), de manière à déterminer une charge naturelle de $0^m,50$, et sa tête a été placée un peu en amont de la rue de Harlay (Pl. 64, *fig.* 5).

L'île de la Cité a une surface totale de 22 hectares environ et une population de près de 8.000 habitants. En appliquant à ces données le calcul que nous avons indiqué plus haut pour l'île Saint-Louis, on trouve que le débit total des égouts de la Cité sera de 810 mètres cubes à l'heure, soit 225 litres par seconde. Le débit du petit réseau de la Sainte-Chapelle est compris dans ce

chiffre pour 1/8 environ. Le diamètre du siphon a été fixé à 0^m,50 et, comme pour l'île Saint-Louis, il est établi en double.

Il était d'une absolue impossibilité, étant donné le niveau du sol et des égouts dans la Cité, d'en écouler directement les eaux à la cote (30,36) sans relèvement artificiel. Cette impraticabilité existait déjà pour les bassins principaux qui se partagent l'île; mais elle était surtout remarquable pour le dernier bassin dont nous avons parlé, et dont les radiers d'égout varient entre les cotes (28,24) et (28-50). Pour toutes les eaux pluviales et ménagères de la Cité, un relèvement par machines s'imposait, et voici de quelle façon a été réalisé le problème.

Tous les égouts de la Cité, sauf le petit réseau de la Sainte-Chapelle, sont ramenés à la cote (29,66) et versés dans un puisard dont le pignon formera barrage, en en avant de la tête amont du siphon (Pl. 64, *fig.* 4); le radier de ce puisard est établi à la cote (29,16), c'est-à-dire à 0^m,50 au-dessous du radier d'arrivée du collecteur du quai des Orfèvres; sur ce point le plan d'eau sera ordinairement à la cote (29,80). Le point supérieur du siphon étant à (30,86), la hauteur maximum d'élévation sera de 1 mètre à 1^m,10. Les eaux d'égout de ce premier puisard seront relevées par deux groupes de machines hydrauliques pouvant fournir, l'une de 40 à 70 litres, l'autre de 100 à 150 litres par seconde, en sorte que le volume monté sera au minimum de 40 et au maximum de 220 litres. Chaque groupe est formé d'une turbine motrice actionnée par une prise d'eau faite sur les conduites du service municipal des eaux, et transmettant son mouvement à une pompe centrifuge. La petite turbine a 0^m,500 de diamètre et actionne directement une pompe de 0^m,350 de diamètre à la vitesse de 500 tours; la grande turbine a 0^m,600 de diamètre et actionne une

pompe de 0^{m},525 de diamètre tournant à 400 tours ; les pompes centrifuges ont été placées assez bas pour pouvoir s'amorcer seules, les grilles filtrantes établies en amont dans la cunette de l'égout ont permis de supprimer les crépines. Le travail utile des deux machines représente 198 kilogrammètres au total.

Les égouts du petit réseau de la Sainte-Chapelle aboutissent actuellement dans le branchement de décharge en Seine situé à l'extrémité du type 9 du quai des Orfèvres (Pl. 64, *fig.* 1 et 4), et qui a été aménagé de façon à servir de second puisard. Toutefois, on l'a maintenu en communication avec la Seine, en premier lieu, pour évacuer l'eau motrice des turbines, et, en second lieu, pour maintenir le déversement direct en cas d'orage ou d'interruption momentanée dans le fonctionnement du siphon; le radier de ce puisard est à la cote (28,00), le plan d'eau est réglé par un barrage à poutrelles de façon à réduire à 2^{m},40 la hauteur d'élévation. Le volume à élever peut varier de 5 à 30 litres par seconde et est monté par deux groupes de machines semblables à ceux que nous avons déjà décrits, mais plus petits, puisque le cube d'eau à élever est moindre. Chaque groupe peut débiter de 5 à 15 litres par seconde. Les turbines ont 0^{m},260 de diamètre et commandent directement des pompes de 0^{m},290 à 750 tours; ces pompes, placées trop haut pour s'amorcer seules, sont munies de clapets de pied et de robinets avec tuyaux de remplissage. Le travail en eau montée des deux machines est estimé à 72 kilogrammètres.

L'eau motrice est fournie par une conduite d'eau de Seine de 0^{m},25 de diamètre, où la pression est de 40 mètres environ ; le débit maximum nécessaire au fonctionnement des machines est évalué à 44 litres par seconde.

Construction et installation du siphon de l'Ile Saint-Louis.

Le siphon de l'Ile Saint-Louis se compose de deux tubes en tôle de $0^m,40$ de diamètre; la tôle a 11 millimètres d'épaisseur, les feuilles sont juxtaposées à joints serrés et l'assemblage est fait avec des couvre-joints extérieurs à rivure étanche; les trous des rivets sont fraisés en dedans de telle sorte que la surface intérieure est parfaitement lisse (Pl. 65, *fig.* 5). Cette condition est indispensable pour éviter que les corps solides entraînés par les eaux ne puissent être arrêtés par les saillies de la tôle et ne viennent obstruer le siphon. En raison du diamètre des tubes, il n'était pas possible d'assembler les tuyaux avec des couvre-joints rivés sur une grande longueur; par suite, chaque tube a été divisé en seize tronçons, dont neuf de $7^m,07$ pour la grande partie droite de $63^m,67$, et six pour les deux parties extrêmes en raccordement. Chaque tronçon est constitué par un certain nombre de tuyaux ou viroles de 1 mètre environ de longueur, et porte à chacune de ses extrémités une bride en fer cornière de 80/80/13 rivée sur la tôle; le joint d'assemblage de deux tronçons est fait au minium et serré au moyen de seize boulons. Les deux siphons, distants de $0^m,27$, sont rendus solidaires par des entretoises en tôle fixées aux tuyaux par des cornières et espacées de $3^m,50$ environ. Le poids moyen par mètre linéaire de tuyau simple est de 143 kilogrammes.

Les tuyaux ont été approvisionnés et montés sur le bas port du quai des Célestins, distant de 500 mètres environ du lieu où devait se faire l'immersion du siphon (Pl. 64, *fig.* 6); ce port présente une berge pavée, en pente à peu près régulière, se prolongeant de 7 à 8 mètres dans la Seine au-dessous du niveau moyen des eaux,

et il offrait toutes facilités pour le lancement. En raison des difficultés que devait rencontrer la descente des tubes en rivière et leur virement au droit des brèches ouvertes dans les ports des quais de Bourbon et de l'Hôtel-de-Ville, on avait calculé que la longueur de la partie du siphon qu'il était possible d'assembler et d'amener en place d'une seule pièce était de 78 mètres; il fallait donc établir en conséquence la charpente nécessaire au montage des tubes et à leur lancement en Seine. Cette charpente (Pl. 64, *fig.* 6 et Pl. 65, *fig.* 6) a été formée de cinq longrines en pitch-pin de $0^m,30$ d'équarrissage et de $11^m,50$ de longueur, espacées de $15^m,65$ d'axe en axe; ces pièces reposaient, du côté du port, sur des chevalets en charpente et, du côté de la rivière, sur des chapeaux fixés à des pieux battus au refus et recépés sous l'eau; elles étaient reliées par des entretoises solidement boulonnées de façon à présenter un ensemble absolument rigide; ces longrines avaient une pente de $0^m,15$ par mètre et étaient très exactement alignées et nivelées. L'extrémité du plancher plongeait dans l'eau de $0^m,35$ environ au-dessous du niveau de la Seine. Des bandes en fer méplat avaient été vissées à l'avance sur les longrines pour faciliter le glissement des tubes.

Les tronçons des tubes ont été successivement montés et assemblés sur la charpente préparée, puis fermés à leurs extrémités par des plaques pleines et essayées, au moyen d'une presse hydraulique, à une pression de deux atmosphères qui n'a fait reconnaître que de légères fuites aussitôt réparées. Les deux cours de tuyaux, sur une longueur de $78^m,04$ (comprenant une partie droite de $63^m,67$ et deux extrémités courbes formant ensemble $14^m,37$), pesant ensemble 22.300 kilogrammes, ont été ensuite ripés jusqu'à l'eau au moyen de crics et de leviers et en savonnant les fers des longrines, la retraite étant tenue à l'aide de cordages et de palans amarrés dans

les organeaux du port. Lorsqu'ils ont été amenés à fleur d'eau, on a disposé à chaque extrémité deux bateaux dits « margotats, » d'un jaugeage de 15 tonnes, destinés à faciliter le flottage. Chaque groupe de deux bateaux était relié par une charpente rigide supportant deux vérins de 20.000 kilogrammes à l'aide desquels les siphons ont été légèrement soulevés et dégagés des longrines où ils reposaient. On a pu alors les pousser au large.

La même charpente portait quatre treuils, qui servaient à empêcher les siphons de se déverser perpendiculairement à l'axe longitudinal (Pl. 65, *fig.* 7). Cette opération, commencée le 2 juillet, a été terminée le lendemain.

La Pl. 65 (*fig.* 7, 8, 9 et 10) montre les dispositions qui avaient été prises à l'avance pour l'échouage du siphon à l'emplacement qu'il devait occuper, un peu en aval du pont Louis-Philippe. Une tranchée, ayant 2 mètres de largeur au plafond, a été draguée dans le lit de la Seine à la cote (22,93) et a été garnie longitudinalement de deux files de palplanches battues au refus par panneaux et recépées sous l'eau à quelques centimètres au-dessous de la cote (23,80), qui est celle du lit normal du fleuve. A cheval sur cette tranchée ont été établies trois palées (Pl. 65, *fig.* 2 et 10) comportant chacune deux séries d'ouvrages distincts : la première, en aval, composée de quatre pieux battus au refus et solidement reliés par des moises, était destinée à déterminer l'alignement du siphon et à l'amarrer pendant le temps nécessaire à l'assemblage des raccords d'extrémités; la seconde, en amont de la tranchée, n'a été construite qu'après l'arrivée du siphon; elle complétait la palée et était destinée à supporter le palan de manœuvre et le cadre à glissière qui devait assurer la régularité de l'immersion.

Comme il eût été difficile de bétonner par avance tout le fond de la tranchée à cause de la saillie des joints à

brides, on s'est borné à couler quatre tasseaux de 2 mètres de longueur aux emplacements correspondant à des milieux de tronçons des tubes, dans la partie droite. Ces tasseaux, en béton de ciment de Portland (au dosage de 450 kilogrammes par mètre cube de mortier), ont été réglés et nivelés par un plongeur.

La descente du siphon, du port des Célestins au pont Louis-Philippe, a été faite le 4 juillet. Le train, composé des deux tubes et des quatre margotats, a été descendu en laissant filer à l'aide d'un cordage tenu aux bateaux d'arrière et dont l'extrémité était amarrée successivement à terre et aux organeaux des ponts. Le peu d'espace disponible entre le pont Louis-Philippe et le lieu d'échouage du siphon a nécessité une double manœuvre pour échapper la pile de la rive droite avant de se rabattre en place (Pl. 64, *fig.* 6). Cette seconde opération s'est faite très régulièrement en moins de deux heures.

Aussitôt après l'amarrage des tubes aux palées d'aval, on a procédé au battage des pieux complémentaires, au moisage définitif de ces palées et à l'installation, au-dessus des tranchées des bas ports, des charpentes nécessaires au montage et à l'assemblage des tronçons de tuyaux obliques qui devaient compléter la longueur totale de $93^m,24$ à immerger d'une seule pièce. Pour faciliter les raccordements définitifs avec les tuyaux venant des égouts, cette longueur de $93^m,24$ avait été calculée de façon à laisser, après l'échouage complet, les brides de soudures légèrement au-dessus du niveau moyen ordinaire des eaux.

La totalité du double tube à immerger représentait un poids total de 26.600 kilogrammes; il était soutenu à fleur d'eau par les margotats munis des agrès qui avaient servi à la descente, et en outre au moyen de trois palans de 15.000 kilogrammes attachés aux trois palées; deux

autres palans de 4.000 kilogrammes fixés aux charpentes établies sur les berges maintenaient les extrémités. Pour que la descente fût parfaitement horizontale et régulière, on avait disposé sur chacune des palées un cadre rigide, mobile dans une glissière verticale, et dont la traverse inférieure s'appuyait sur ces deux tubes, auxquels il était attaché. Ces cadres ont empêché les tubes de se déverser; chacun d'eux portait une échelle graduée permettant de régler la descente.

Avant l'immersion, les tubes étaient vides et fermés à leurs extrémités par des plaques pleines; ils plongeaient sur une longueur de 72 mètres environ, correspondant à un poids de 20.600 kilogrammes, alors que le volume d'eau déplacé était de 20.700 kilogrammes; mais les parties hors d'eau pesaient 6.000 kilogrammes, et la surcharge était par conséquent de 26.600 — 20.700 = 5.900 kilogrammes. Mais le poids devait diminuer au fur et à mesure de l'immersion; à 2 mètres d'enfoncement, pour 82 mètres de longueur de siphon, le volume déplacé représentait 23.600 kilogrammes, ce qui réduisait la charge à 3.000 kilogrammes. Au moment de l'arrivée du siphon au fond de la tranchée, sur la longueur de 93 mètres, l'équilibre aurait cessé et la force tendant à soulever et à faire flotter ces tubes aurait été de quelques centaines de kilogrammes. Il était donc nécessaire d'ajouter, dès le début de l'opération, une surcharge artificielle pour assurer et régulariser la descente; cette surcharge a été constituée par quatre groupes de rails répartis sur la longueur du siphon et reposant simpleplement sur les entretoises; ces rails étaient attachés avec des chaînes, et à chaque chaîne était amarré un cordage libre dont l'extrémité portait un flotteur en bois. Ce dispositif a permis de relever les rails, après la descente, sans avoir recours à un plongeur.

L'opération de l'immersion, commencée le 10 juillet

dans la matinée, a été menée à bonne fin en quelques heures; les tubes ont été descendus progressivement au moyen des palans dont on réglait la manœuvre par l'inspection simultanée des échelles graduées placées sur les cadres à glissières (Pl. 65, *fig.* 10). Par mesure de précaution, les tuyaux étaient en outre toujours soutenus par les treuils des bateaux. Aussitôt après l'échouage, un scaphandrier est allé ouvrir les plaques d'extrémité pour laisser les tuyaux se remplir d'eau. En même temps, il a visité les joints; puis on a coulé sous l'eau, à l'aide des caisses demi-cylindriques habituellement employées à cet effet, un massif en béton de cailloux et Portland qui a enveloppé les tuyaux; ce travail a été suivi par le plongeur qui bourrait le béton autour des tuyaux et réglait la surface au fur et à mesure de l'avancement.

Après l'achèvement du raccordement des tuyaux avec les orifices préparés à l'avance dans les égouts des quais de Bourbon et de l'Hôtel-de-Ville, lesquels sont munis de vannes permettant d'ouvrir et de fermer à volonté la communication par l'un ou l'autre tube, le siphon a été mis en service. Le nettoyage des tuyaux se fait, comme au siphon de l'Alma, à l'aide d'une boule en bois de $0^m,30$ de diamètre qui pèse 10 kilogrammes environ. Sous de faibles charges, elle met deux minutes et demie à parcourir la longueur de 119 mètres qui existe entre les orifices amont et aval.

Le siphon de l'île de la Cité est absolument identique, sauf sa longueur, qui n'est que de 78 mètres, et son diamètre, qui est de $0^m,50$, à celui de l'île Saint-Louis.

L'opération de lancement et de coulage s'est effectuée exactement dans les mêmes conditions. Mais, pour gagner du temps et profiter du chômage de la Seine, on

a renoncé à l'emploi des palplanches, de sorte que le massif de béton qui enveloppe les tuyaux s'étale sur une tranchée draguée en talus et qui n'est pas limitée par un vannage.

La dépense totale s'est élevée à 364.900 francs se décomposant comme il suit :

Travaux d'égout, terrassements, maçonneries, etc. .	215.000 fr.
Fourniture des siphons en tôle	26.500
Travaux en Seine : dragages, charpente, etc.	68.000
Usine de relèvement du quai des Orfèvres.	10.600
Conduite d'eau pour l'alimentation de l'usine	7.300
Fourniture de fontes, vannes, travaux de fontainerie.	7.000
Réfection de chaussées et trottoirs.	8.800
Travaux et fournitures diverses.	3.300
Dépenses en régie.	18.400
Dépense totale.	364.900 fr.

Les travaux ont été exécutés sous la direction de M. l'ingénieur en chef Bechmann, par le soussigné, avec le concours de M. Cognon, conducteur principal, assisté de M. Simonet, conducteur des ponts et chaussées. Ils ont été confiés à quatre entrepreneurs différents : MM. Pradeau pour les égouts, MM. Moisant et Ce pour la construction des siphons, M. Meunier pour les appareils élévatoires, M. Marcadé pour les travaux accessoires de dragage, terrasse et charpente à exécuter en Seine avant la mise en place des tuyaux. Quant à cette opération elle-même, elle a été faite en régie.

Paris, le 25 novembre 1890.

N° 52

NOTE

SUR LE PONT TOURNANT DU POLLET

Par M. Paul ALEXANDRE,
Ingénieur en chef des ponts et chaussées.

EXPOSÉ.

Quand une route ou une voie ferrée doit franchir en viaduc soit une large rivière, soit une vallée profonde, on trouve souvent de sérieux avantages à réduire le nombre des points d'appui, s'il s'agit d'un ouvrage métallique, à augmenter la longueur des travées. Aussi, grâce aux merveilleux progrès que fait chaque jour l'art de la construction, les ponts à grande portée se multiplient-ils rapidement dans tous les pays et peut-on prévoir que les travées de 100 à 200 mètres seront bientôt d'une pratique courante.

La situation est bien différente pour les ponts tournants. Employés presque exclusivement à rétablir les communications interceptées soit par un cours d'eau, soit par un bassin dans l'intérieur d'un port maritime ou fluvial, ces ouvrages ont des dimensions limitées par celles des pertuis réservés pour la navigation. Leur longueur atteint si exceptionnellement une trentaine de mètres que jusqu'à ces derniers temps, le pont de Leith

(Écosse) construit en 1874 pour couvrir une passe de 36^{m},84 était en Europe le pont tournant dont la volée, mesurant 44^{m},69, avait la plus grande portée.

Cette longueur a été dépassée dans deux ouvrages achevés l'année dernière, le pont d'Arenc à Marseille et le pont du Pollet à Dieppe.

Bien que le pont du Pollet ait des dimensions peu différentes de celles du pont de Leith et notablement inférieures à celles du pont d'Arenc, nous avons pensé qu'il n'y avait pas moins quelque intérêt à faire connaître les dispositions adoptées dans cet important ouvrage; c'est l'objet de la présente note. (Voir les Pl. 66, 67 et 68).

Le programme des grands travaux d'amélioration du port de Dieppe, annexé à la loi du 3 avril 1880, comprenait l'ouverture à travers le faubourg du Pollet d'un chenal de 40 mètres de largeur minimum destiné à mettre en communication directe l'avant-port avec le nouvel établissement maritime à créer dans la retenue des chasses.

L'exécution de cette partie du programme ne laissait pas de soulever quelques difficultés en raison de ce que le chenal projeté devait séparer de la ville l'un de ses quartiers les plus importants et couper notamment la route nationale n° 25, Grande Rue du Pollet, qui constitue la voie principale reliant Dieppe avec toute la région ouest du littoral de la Seine-Inférieure. Pour donner satisfaction aux intérêts en cause, l'administration dût, lors des enquêtes, prendre l'engagement de maintenir les communications au moyen d'un pont tournant à deux voies charretières d'une manœuvre à la fois aussi sûre et aussi rapide que possible.

La route nationale rencontre le chenal sous un angle de 54°. Mais heureusement, une déviation qui, à l'avantage de rencontrer normalement le chenal, joint celui de donner à la route un tracé plus direct vers le centre de

la ville, a permis de réduire au minimum la portée du pont à construire ; il couvre donc une passe de 40 mètres d'ouverture.

Nous allons indiquer successivement les dispositions du tablier et du mécanisme et nous terminerons par quelques renseignements sur les dépenses.

§ 1er. Tablier métallique.

(a) *Dimensions principales.* — La longueur de la volée, 47 mètres, a été déterminée de telle sorte que le tablier repose à son extrémité de 1 mètre environ sur le bajoyer ($1^m,13$ dans l'axe, $0^m,93$ au droit des poutres maîtresses) et qu'une fois le pont ramené parallèlement à la passe, une largeur libre de $1^m,60$ reste disponible le long de l'arête du quai pour le service de la navigation.

Appui extrême	$1^m,13$
Largeur du chenal	40 ,00
Chemin le long du quai	1 ,60
Demi-largeur du tablier	4 ,27
Longueur totale de la volée à partir de l'axe du pivot	$47^m,00$

On a donné à la culasse une longueur égale à la moitié de celle de la volée, soit $23^m,50$. Ce rapport de 1/2 est assez généralement adopté pour les ponts tournants ; on n'aurait pu aller au delà dans l'espèce sans augmenter le chiffre déjà fort élevé des expropriations à faire dans l'emplacement de l'ouvrage.

Le tablier a ainsi une longueur totale de $70^m,50$. La largeur libre entre garde-corps a été fixée, comme celle des autres ponts tournants du port de Dieppe, à 7 mètres dont $4^m,50$ pour la chaussée et $2^m,50$ pour deux trottoirs.

(b) *Tablier proprement dit.* — Pour mettre le pont à l'abri de la mer, il fallait placer le dessous du tablier à 0^{m},50 au moins au-dessus des plus hautes eaux d'équinoxe, soit à la cote (10^{m},47) environ (*). D'autre part, on était obligé pour éviter d'enterrer les seuils des maisons aux abords, de ne pas élever le platelage au-dessus de la cote (11,20). De là la nécessité de réduire l'épaisseur du tablier à 0^{m},70 au plus. On y est arrivé facilement en le constituant par des entretoises de 0^{m},60 seulement de hauteur espacées de 2^{m},425 d'axe en axe et reliées deux à deux par quatre cours de longerons en forme de fer à I placés à une hauteur telle que les pièces de pont de 0,15/0,15 en sapin qu'elles supportent affleurent exactement le niveau du dessus des entretoises. Les pièces de pont sont écartées de 0,455 d'axe en axe et sont couvertes par un plancher en madriers de sapin jointifs.

La chaussée est divisée en deux zones, l'une pour l'aller, l'autre pour le retour, par un heurtoir de 0^{m},12 de hauteur et de 0^{m},50 de largeur, établi dans l'axe du pont; des bandes de roulage en acier de 0^{m},45 de largeur et de 0^{m},014 d'épaisseur couvrent le plancher dans l'emplacement réservé aux roues des voitures ; celui destiné à la circulation des chevaux est garni sur toute sa largeur de 1^{m},10 de lames d'orme formant des redans de 0^{m},06 de saillie.

Ces dispositions présentent certainement l'inconvénient de rendre la circulation moins facile pour les voitures à deux chevaux que pour celles à un cheval ; mais la division du tablier en zones permet de proportionner sa résistance en chaque point aux efforts à supporter et

(*) Bien que le dessous du tablier fût placé à cette cote, on a dû, pendant la tempête extraordinaire du 20 janvier dernier, ouvrir le pont pendant deux heures environ au moment de la pleine mer pour éviter qu'il ne soit ébranlé par les lames ; il se passera sans doute plusieurs années avant que le même fait se reproduise.

par suite de réaliser une réduction de poids fort importante; c'est une considération qu'on ne peut négliger quand il s'agit d'un ouvrage mobile à grande portée.

La division de la chaussée en aller et retour a aussi l'avantage de rendre l'encombrement du tablier impossible lorsqu'après une longue interruption de la circulation, de nombreux véhicules, accumulés sur les deux rives, s'y engagent à la fois. A Dieppe, on l'a adoptée depuis une vingtaine d'années pour tous les ponts tournants et en somme on s'en est bien trouvé.

L'épaisseur totale du tablier ne dépasse pas $0^{m},684$ au droit des bandes de roulage; les trottoirs sont en saillie de $0^{m},15$. Ils sont formés simplement de madriers de chêne de $0^{m},06$ d'épaisseur reposant d'un côté sur une longrine fixée aux pièces de pont qui supportent les voies charretières et de l'autre sur une cornière fixée aux poutres maîtresses.

(c) *Poutres maîtresses.* — On donne généralement une grande hauteur aux poutres maîtresses des tabliers à longue portée. Quand le tablier repose sur des points d'appui élevés, comme dans les viaducs qui traversent les vallées profondes, quand les terrains qui l'environnent présentent un relief accidenté, soit encore quand la vue peut s'étendre au loin aux abords de l'ouvrage, il peut produire, malgré cette hauteur des poutres, un effet satisfaisant. Il en est tout autrement pour les ponts mobiles établis dans les ports au niveau même des terre-pleins voisins, souvent enserrés, comme le pont du Pollet, dans une agglomération de constructions diverses qui, en raison de leur voisinage, ne permettent pas à l'œil de se faire illusion sur les dimensions réelles du tablier; ces ponts prennent un aspect des moins agréables dès que les poutres sont très élevées. C'est l'impression que nous avons ressentie en voyant plusieurs ponts

tournants à une seule travée et à contreventement supérieur, celui de Leith notamment.

Il eût été désirable, et nous l'avons essayé pour le pont du Pollet, d'éviter cet inconvénient en réduisant à 4 ou 5 mètres la hauteur des poutres maîtresses; malheureusement, pour une volée de 47 mètres, on était conduit à des épaisseurs de tables inadmissibles, même en employant l'acier. Au delà de 4 à 5 mètres, eu égard à la faible épaisseur du tablier (moins de $0^m,70$), il fallait pour donner de la rigidité à l'ensemble réunir les poutres à leur partie supérieure, et dès lors on arrivait à 7 mètres au moins si on voulait laisser libre un passage suffisant pour les voitures sous le contreventement qui doit régner sur une certaine longueur à droite et à gauche du pivot.

Les dispositions auxquelles on s'est arrêté sont les suivantes :

Les deux poutres maîtresses sont en forme de caissons; leur table inférieure est à peu près horizontale, leur table supérieure est profilée suivant un arc de cercle continu de 65 mètres de rayon. La hauteur des poutres mesure $7^m,113$ au droit du pivot; elle se réduit à $2^m,753$ à l'extrémité de la volée et à $5^m,973$ à l'extrémité de la culasse. La largeur des tables est uniformément de $0^m,80$; leur épaisseur varie de $0^m,070$ au droit du pivot à $0^m,015$ aux extrémités du tablier. Les tables supérieure et inférieure sont réunies par des montants verticaux espacés de $4^m,85$ d'axe en axe et des croix de Saint-André. On a constitué chacun des montants par quatre cours de doubles cornières de $\frac{120 \times 120}{11}$ verticales, réunies deux à deux par des lames de treillis de $0^m,15$ de largeur et $0^m,010$ d'épaisseur; on est arrivé ainsi à obtenir une rigidité suffisante sans alourdir le tablier et l'on a évité l'aspect grêle que présentent toujours les montants simples en forme de I généralement usités en

pareil cas. Les montants sont doubles au droit du pivot.

Quant aux croix de Saint-André, elles sont formées de pièces en I (âmes de $0^m,50$ de hauteur, tables de $0^m,40$ de largeur réunies par des cornières de $\left(\frac{100 \times 100}{10}\right)$, disposées dans un même plan; l'assemblage a lieu à *mi-fer*, c'est-à-dire que chacune des pièces est interrompue sur la moitié de sa largeur au point de croisement. On a rétabli les sections en ce point, en réunissant les extrémités des tables coupées par des couvre-joints et en renforçant par des cornières les âmes dans la partie où leur largeur est réduite de moitié.

Les croix de Saint-André sont fixées à leurs extrémités à des tôles formant âmes pleines des poutres maitresses sur $0^m,60$ de hauteur à la partie supérieure et sur $1^m,05$ à la partie inférieure; ces âmes sont doubles, ont $0^m,010$ d'épaisseur et sont distantes de $0^m,50$ qui correspondent à l'écartement des cornières formant l'ossature des montants verticaux.

On a adopté pour le contreventement supérieur des grands tabliers métalliques des solutions fort diverses; le choix est particulièrement embarrassant quand la hauteur des poutres est variable et il est bien difficile d'arriver, dans ce cas, à une solution tout à fait satisfaisante.

Après plusieurs tâtonnements faits en grandeur d'exécution au moyen d'ouvrages en charpente légère, reproduisant sommairement les dispositions générales du tablier et après avoir essayé notamment des contreventements de diverses formes placés à divers niveaux, on s'est arrêté à des poutrelles à treillis en forme de caisson, rappelant les montants verticaux au droit desquels on devait les placer, terminées horizontalement à leur partie supérieure et cintrées à leur partie inférieure suivant un arc de cercle ayant $0^m,524$ de flèche.

Ces poutrelles sont toutes semblables (sauf celle du

pivot qui est double); placées au niveau des tables supérieures des poutres maîtresses, leur hauteur au-dessus du tablier diminue à mesure qu'on s'éloigne du pivot; elle est réduite au minimum réglementaire pour les routes nationales ($4^m,30$) à l'aplomb des bordures de trottoirs au droit du 6e montant vertical de la volée, un peu au delà du milieu qui correspond au dernier contreventement.

La différence des hauteurs disponibles aux divers points du tablier, fort apparente sur les dessins, l'est très peu en exécution, l'œil l'attribuant sans doute à la perspective, de sorte que l'effet général n'est pas aussi défectueux qu'on serait tenté de le penser au premier abord.

Les poutrelles dont il s'agit ne relient les poutres maîtresses que dans une direction perpendiculaire à l'axe du pont; en cours d'exécution, on a craint que la liaison fût insuffisante et on l'a renforcée par des fers en U de $\frac{220 \times 100}{7}$ joignant en diagonale les tables supérieures des poutres maîtresses et se croisant sur les poutrelles auxquelles on les a fixées par l'intermédiaire de larges goussets.

A leur partie inférieure, les poutres maîtresses sont également contreventées par des croix de Saint-André formées de fers plats de 200×10 qui se croisent sur les entretoises du tablier.

(d) *Lest.* — Le lest a un poids de $234^t,5$ qui dépasse de 20 tonnes environ celui correspondant à l'équilibre autour du pivot. Cet excédent a été jugé nécessaire pour assurer la stabilité pendant la rotation; on comprend qu'il n'ait rien d'exagéré si l'on considère que pour contrebalancer l'effort du vent, supposé soufflant verticalement sur le tablier pendant la rotation et produisant à

raison de 50 kilogrammes par mètre carré de tablier une surcharge de 31 tonnes au milieu, c'est-à-dire à 11^{m},75 du pivot, il faut un supplément de poids de près de 18 tonnes à la culasse.

Le lest est disposé sous le plancher de la chaussée et des trottoirs entre les entretoises qui, sur une longueur de 8^{m},46 à partir de l'extrémité de la culasse ont été renforcées et placées à des distances variant de 0^{m},950 à 1^{m},215 d'axe en axe. On a également rempli de fonte les extrémités des montants des poutres maîtresses dans l'intervalle libre de 0^{m},50 laissé entre les âmes pleines verticales; l'espace occupé mesure 3^{m},65 de longueur sur une hauteur de 2^{m},45 comptée au-dessus des semelles inférieures.

Afin de réduire le volume occupé par le lest, on l'a formé de blocs de fonte de 2e fusion coulée suivant diverses formes; les blocs ont été arrimés de manière à remplir exactement tous les vides laissés entre les pièces de charpente et les tôles constituant la caisse à lest.

(e) *Chevêtre.* — Le chevêtre par l'intermédiaire duquel le tablier repose sur le pivot est une poutre en forme de double caisson, ayant une longueur de 8^{m},54, exactement égale à la largeur du tablier et une largeur de 2^{m},30 égale à celle des doubles montants verticaux placés au droit du pivot.

Les tables horizontales ont une épaisseur variant de 0^{m},084 au milieu à 0^{m},024 aux extrémités.

Les trois âmes pleines verticales qui les réunissent sont formées de tôles doubles de 0^{m},013 d'épaisseur fixées aux tables par de doubles cours de cornières de $\frac{140 \times 140}{15}$. Ces âmes sont consolidées par des cloisons transversales distantes de 0^{m},875 d'axe en axe, constituées par une tôle de 8 millimètres encadrée de

cornières simples de $\frac{150 \times 90}{15}$. L'écartement des cloisons a été réduit à $0^m,50$ aux extrémités du chevêtre, au droit des poutres maîtresses et porté à 1 mètre dans la partie centrale au droit du pivot; en ces points les cornières formant encadrement des cloisons transversales sont doubles.

Le chevêtre est fixé aux tables inférieures des poutres maîtresses par 16 boulons.

Il porte le sommier en fonte par l'intermédiaire duquel le pont repose sur le pivot.

(f) *Poids du pont.* — Le tablier pèse 499.500 kilogrammes, soit :

Fers et tôles	445.900^{kg}
Charpente	53.600
Total	499.500^{kg}

ce qui représente par mètre courant un poids de $\frac{499.500}{70,5}$ = 7.086 kilogrammes.

Pour avoir le poids total porté par le pivot, il faut ajouter aux	499.500^{kg}
le poids du lest	234.500
le chevêtre	40.300
le poids de la partie du mécanisme fixée au tablier, soit la couronne en fonte portant la chaîne de rotation (14.200 kilogr.), une portion de cette chaîne (4.600 kilogr.), la rotule et son bâtis (11.600 kilogr.), les roulettes, les blocs d'appui supérieurs de culasse (5.600 kilogr.), environ	36.000
Total général	810.300^{kg}
Soit en nombre rond	810 tonnes

(g) *Travail des fers.* — Les pièces du tablier ont été calculées en prévision du passage sur chaque voie char-

retière de voitures à un essieu chargé de 8 tonnes ; le travail correspondant des fers est de $5^{kg},68$ par millimètre dans les longerons sous-plancher et de $5^{kg},48$ dans les entretoises.

Pour les poutres maîtresses, on s'est tout d'abord rendu compte des efforts pendant la rotation. Les moments fléchissants et les efforts tranchants sont évidemment maxima au droit du pivot.

En calculant les moments d'inertie, sans tenir compte des montants verticaux et des croix de Saint-André, des poutres maîtresses, on trouve qu'avec la répartition des tôles adoptées dans les tables, le travail maximum qui a lieu au pivot où l'épaisseur des tables est de 70 millimètres (4 tôles de 15 millimètres et 1 de 10 millimètres) atteint $5^{kg},83$.

Sous l'effet des efforts tranchants, le travail dans les montants verticaux et les croix de Saint-André, également maximum au droit du pivot, ne dépasse pas $3^{kg},04$. Au delà d'un point situé à $16^{m},50$ du pivot, on a conservé uniformément pour les tables du côté de la volée une épaisseur de 15 millimètres qui a été jugée nécessaire pour assurer la rigidité des poutres, mais qui serait beaucoup trop considérable si l'on voulait faire travailler les fers à 6 kilogrammes environ.

En effet, quand le pont est en service, les moments fléchissants dépassent à partir d'un point placé un peu au delà du milieu de la volée, ceux correspondant à la rotation. En calculant ces moments comme pour une poutre reposant sur trois appuis, à deux travées inégales, chargées d'un poids correspondant à 300 kilogrammes par mètre carré pour les trottoirs et à deux files de voitures de 8 tonnes à un essieu pour les chaussées, on trouve que le moment maximum se produit dans la volée à $29^{m},60$ du pivot, qu'il correspond au cas où elle est seule surchargée ; les tables ayant l'épaisseur uniforme

de 15 millimètres, le travail des fers atteint 3 kilogrammes seulement.

Les dimensions à donner à un très grand nombre de pièces, celles qui ont pour objet de contreventer les diverses parties du pont, notamment aux montants verticaux des poutres maîtresses et aux poutrelles qui les relient à leur partie supérieure, échappent au calcul; l'expérience seule peut dire si les dispositions adoptées assurent la solidité et la stabilité du tablier.

Les résultats obtenus à cet égard sont pleinement satisfaisants. La flèche prise par le tablier pendant la rotation est d'environ $0^m,11$; c'est, par une heureuse coïncidence, exactement le chiffre donné par le calcul.

Les différentes parties du tablier paraissent d'ailleurs bien solidaires; le mouvement s'effectue régulièrement, sans oscillations; la rigidité du tablier est satisfaisante sans être exagérée. Nous pensons que d'une manière générale, le poids des fers du tablier est suffisant, mais qu'on n'aurait pu le diminuer sans compromettre la solidité de l'ouvrage; on s'est tenu pour les poutres maîtresses et pour les contreventements dans de bonnes limites.

§ 2. Mécanisme.

(a) *Dispositions générales.* — L'emploi de l'eau sous-pression est considéré aujourd'hui comme la solution la plus pratique du problème de la manœuvre des ponts tournants à grande portée. Aussi n'a-t-on pas hésité à adopter cette solution qui se trouvait d'ailleurs tout indiquée dans l'espèce, une machinerie hydraulique devant être installée au port de Dieppe pour assurer le fonctionnement des engins des écluses du nouvel établissement maritime. Choisir entre les divers systèmes de mécanismes était plus délicat.

Un pont en service est généralement supporté par trois appuis, savoir, l'un à l'extrémité de la volée (appui de volée), l'autre à l'extrémité de la culasse (appui de culasse), le troisième au pivot ou près du pivot, sur le bord du bajoyer (appui central). Partant de là, on peut ramener les systèmes à trois principaux.

Dans le premier système, les appuis de culasse et de volée sont fixes; le tablier est invariablement fixé au piston plongeur d'un pivot hydraulique. Pour dégager les appuis avant la rotation, on soulève le pivot d'une hauteur correspondant à la flèche de la volée. Le pont est à soulèvement droit.

Dans le deuxième système, les appuis de volée et de culasse sont mobiles; le tablier est porté par un pivot entouré d'une couronne de galets. On dégage avant la rotation les extrémités de la volée et de la culasse en les soulageant avec des vérins hydrauliques qui permettent aux coins placés entre les blocs d'appuis de s'effacer sous l'action de l'eau sous-pression. Le pont est à niveau fixe.

Dans le troisième système, l'appui de culasse est mobile et l'appui de volée est fixe; le tablier repose sur le pivot, sans lui être fixé et peut au contraire basculer autour de lui. On dégage avant la rotation l'extrémité de la culasse en la soulageant avec des vérins hydrauliques qui permettent comme précédemment aux coins formant appuis de s'effacer; le tablier, n'étant plus soutenu à l'extrémité de la culasse, bascule et l'extrémité de la volée se dégage de son appui. Le pont est à basculement.

Le premier système (*pont à soulèvement droit*) est d'une grande simplicité qui l'a fait adopter pour les tabliers de faibles dimensions; pour les ponts à longue portée, il présente un grave inconvénient. En raison de l'importance du poids du tablier et de la flèche relativement considérable que prend la volée, le pivot doit avoir un

grand diamètre et être soulevé à une grande hauteur. Si pendant la rotation, le pivot venait à manquer par suite soit de la rupture du pivot de presse, soit d'un défaut dans la garniture du presse-étoupe, le tablier retomberait brusquement et l'avarie qui en résulterait aurait de graves conséquences parce qu'elle compromettrait pendant longtemps soit la circulation des navires, soit celle du public suivant la position dans laquelle on aurait pu amener le tablier pendant la réparation.

Le second système (*pont à niveau fixe*), qui a été employé pour de grands ouvrages (notamment au pont de Newcastle), n'a pas ces inconvénients, mais il en présente deux autres.

Tout d'abord, la couronne de galets qui supporte avec le pivot le poids du tablier, constitue un mécanisme compliqué d'un réglage délicat et d'un entretien coûteux en raison de l'usure. En second lieu, et c'était là une considération importante dans l'espèce, il faut conduire l'eau sous-pression à l'extrémité de la volée pour faire mouvoir les appuis, et comme on n'aurait pu immerger une conduite d'eau sous-pression de 40 mètres de longueur sans compter les branches verticales, sur le fond dragué irrégulièrement et affouillable du chenal qui sert de passage aux eaux de l'Arques, on aurait été conduit à poser une double canalisation de plus de 700 mètres de longueur, traversant en siphon l'écluse de la Retenue pour relier la machinerie centrale à la rive gauche du chenal, c'est-à-dire à engager une dépense considérable.

C'est au troisième système (*pont à basculement*) que l'on s'est arrêté; les dispositions adoptées peuvent se résumer ainsi :

Le piston plongeur du corps de presse formant pivot porte un demi-cylindre horizontal concave, sorte de crapaudine dans laquelle peut tourner, lors du basculement,

une rotule en forme de demi-cylindre convexe fixée au-dessous du chevêtre.

En service, le tablier ne repose pas sur le pivot; un jeu de quelques millimètres est laissé entre les deux surfaces cylindriques de la rotule et de sa crapaudine. Chaque poutre maîtresse porte à l'extrémité de la volée sur une plaque de fonte (A) fixée au bord du bajoyer rive gauche, à 5^{m},34 du pivot sur une plaque de fonte (B) fixée au bord du bajoyer rive droite, et à l'extrémité de la culasse sur un appui mobile (C) formé d'un coin pouvant glisser entre deux plaques de fonte l'une boulonnée au-dessous du tablier, l'autre scellée dans la maçonnerie de l'encuvement du pont.

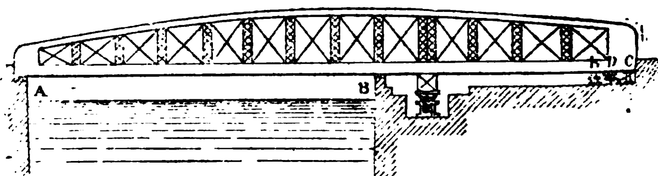


Fig. 1.

La culasse porte deux roulettes (D) placées à 20^{m},50 du pivot; ces roulettes sont normalement à 0^{m},16 au-dessus du chemin de roulement formé d'un rail circulaire fixé dans l'encuvement.

Dans l'encuvement sont également placés au droit des poutres maîtresses, à 18^{m},42 du pivot, deux vérins hydrauliques (E), dits presses de basculement.

Le diamètre du pivot est tel que sous l'action de l'eau comprimée à 50 kilogrammes, l'effort vertical qu'il exerce sous le tablier soit insuffisant pour le soulever; le soulèvement ne peut avoir lieu que quand on fait agir l'eau sous-pression simultanément dans la presse du pivot (presse centrale) et dans les presses de basculement.

Comme dans tous les ponts mus par l'eau sous-pres-

sion, la rotation s'obtient au moyen de deux appareils funiculaires placés parallèlement au-dessous du tablier, dans l'encuvement; la chaîne de rotation est fixée à l'un des deux appareils, s'enroule sur la couronne en fonte boulonnée au-dessous du tablier et vient se maillonner sur l'autre appareil.

Le pont étant en service, il faut, pour opérer *l'ouverture*, manœuvrer de la manière suivante :

1° *Donner la pression dans la presse centrale* (pivot). — On ouvre le robinet la mettant en communication avec l'eau comprimée; le pivot se soulève du jeu existant entre sa partie supérieure formant crapaudine et la rotule et s'arrête quand les deux surfaces cylindriques arrivent au contact, la presse centrale étant insuffisante pour soulever le tablier.

2° *Donner la pression dans les presses de basculement.* — On ouvre le robinet les mettant en communication avec l'eau comprimée; les pistons viennent s'appliquer sous les tables des poutres maîtresses de la culasse et le tablier se soulève sous l'effort combiné des presses de basculement et de la presse centrale; il suffit de maintenir le tablier à quelques millimètres au-dessus de sa position normale horizontale pour que les appuis de culasse se trouvent dégagés.

3° *Décaler la culasse.* — On met en communication avec l'eau sous-pression, l'appareil qui commande le mouvement des coins des appuis de culasse; les coins s'effacent et l'extrémité de la culasse devient libre.

4° *Faire basculer le tablier.* — Le tablier étant toujours soutenu par la presse centrale et les presses de basculement, on met ces dernières en communication avec l'évacuation; les pistons descendent sous la charge du tablier, la culasse (en raison de l'excédent de poids de 20 tonnes) s'abaisse et les galets viennent reposer sur le chemin de roulement. Pendant ce basculement, la presse centrale

reste en pression ; mais comme elle est insuffisante pour supporter à elle seule le tablier, le pivot descend en même temps que lui pour venir porter sur le fond du pot de presse.

Une fois le basculement effectué, le tablier repose sur le pivot qui exerce sur le fond du pot de la presse centrale une pression égale au poids du tablier diminué de la sous-pression exercée par l'eau ; les galets portent l'excédent de poids de la culasse.

5° *Faire tourner le pont.* — La pression étant maintenue dans la presse centrale pour diminuer la charge sur la surface frottante du fond du pot de presse, il suffit de mettre l'appareil funiculaire d'ouverture en communication avec l'eau sous-pression pour faire tourner le pont. S'il doit rester un certain temps le long du bajoyer, on peut mettre la presse centrale en communication avec l'évacuation.

Les manœuvres à faire pour la fermeture s'expliquent d'elles-mêmes après les détails qui précèdent ; elles consistent :

1° A faire agir la pression sous le pivot en mettant le pot de presse en communication avec l'eau comprimée ;

2° A ramener le pont dans sa position normale à la passe, en faisant agir les presses de rotation ;

3° A soulever la culasse à l'aide des presses de basculement ;

4° A caler en introduisant les coins entre les blocs d'appui de la culasse ;

5° A faire reposer partout le tablier sur ses appuis en supprimant la pression successivement dans les presses de basculement et la presse centrale.

Nous allons maintenant entrer dans quelques détails sur les principaux organes du mécanisme.

(b) *Pivot.* — Le pivot du pont qui est, comme il a été

dit plus haut, le piston plongeur du corps de la presse centrale, a $1^{m},27$ de diamètre; le demi-cylindre creux qui sert de crapaudine à la rotule fixée au-dessous du chevêtre et qui est venu de fonte avec le piston, a une longueur de $0^{m},90$ et un diamètre de $0^{m},65$.

Le dessous du pivot et le fond du pot de presse portent une bande annulaire en acier de 1 mètre de diamètre extérieur et de $0^{m},50$ de diamètre intérieur faisant saillie de $0^{m},020$; c'est suivant la surface annulaire de ces bandes que le pivot appuie sur le fond du pot de presse. La bande d'acier fixée au pivot est munie de rainures destinées à faciliter le graissage.

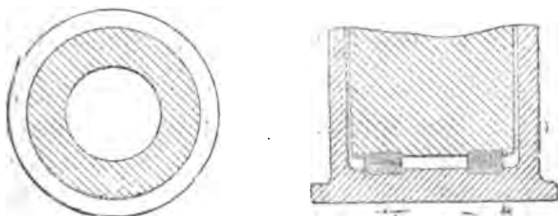


Fig. 2.

Le corps de la presse est en fonte et a $0^{m},175$ d'épaisseur. Il est en communication à sa partie inférieure avec l'eau sous-pression qui, avant d'y pénétrer, traverse un cylindre rempli de glycérine de manière à assurer constamment un graissage parfait.

Quand le pont est livré à la circulation, le pivot s'appuie sur le fond du pot de presse, mais le tablier ne porte pas sur le pivot, comme nous l'avons déjà signalé; il reste un jeu de 5 millimètres environ entre la rotule et sa crapaudine.

C'est seulement pour la manœuvre de basculement que l'eau comprimée étant introduite dans le corps de presse le pivot quitte sa surface annulaire d'appui pour venir s'appliquer contre la rotule.

L'effort exercé alors sous le pivot à raison de 50 kilogrammes par mètre carré est de $\frac{\pi \times \overline{1,27}^2}{4} \times 50.000$ kilogrammes, soit 633.385 kilogrammes, insuffisant pour soulever le pont qui pèse 810 tonnes, sans le secours des presses de basculement.

Pendant la rotation, le pivot reposant sur la couronne d'acier faisant saillie au fond du pot de presse, est chargé du poids total du tablier 810 tonnes, diminué de la prépondérance de la culasse, 20 tonnes que portent les galets, soit de 790 tonnes. Une partie de ce poids est équilibrée par la sous-pression de l'eau qui s'exerce sous le pivot en dehors de la surface d'appui, soit sur une zone de $\frac{\pi}{4}\left[\overline{1,27}^2 - (\overline{1,00}^2 - \overline{0,50})^2\right] = 6.777$ centimètres carrés et sur les rainures de graissage représentant encore 1.213 centimètres carrés, soit au total sur 7.990 centimètres carrés.

La sous-pression est de $7.990 \times 50^{kg} = 399.500$ kilogrammes ; ce qui laisse pour la charge portée par la couronne d'appui $790.000^{kg} - 399.500$ kilogrammes, soit 390.500 kilogrammes. Il y a par suite sur les surfaces frottantes une pression par centimètre carré de $\frac{390.500}{\frac{\pi \times \overline{1,27}^2}{4} - 7.990} = 84$ kilogrammes, chiffre très faible pour l'acier, de sorte que la conservation indéfinie des surfaces est assurée.

La course verticale du pivot est insignifiante attendu qu'une fois la tête du pivot formant crapaudine au contact de la rotule dont elle est séparée par quelques millimètres seulement, il suffit de soulever le tablier d'une hauteur un peu supérieure à la flèche presque nulle de la culasse pour permettre l'introduction des coins entre les tasseaux de calage ou leur enlèvement ; en fait, cette

course verticale ne dépasse pas $0^m,015$. La chute du pivot n'est donc pas à redouter et les chances d'avaries sont très faibles. Pour faciliter cependant le remplacement de la presse centrale, on a disposé l'encuvement du pont de telle sorte que le tablier restant en place, on puisse enlever rapidement la presse en la faisant glisser sur des rails disposés à cet effet.

(c) *Presses de basculement.* — Les presses de basculement se composent d'un piston plongeur mobile verticalement dans un cylindre et surmonté d'un plateau qui vient s'appliquer sous les tables des poutres maitresses au moment du soulèvement.

Le plongeur et le cylindre sont en fonte; on les a recouverts d'une chemise en bronze de $0^m,01$ d'épaisseur.

Le plongeur a dans sa partie inférieure, sur $0^m,22$ de hauteur, un diamètre de $0^m,74$ qui se réduit à $0^m,66$ dans la partie supérieure formant en quelque sorte tige du piston plongeur; la réduction du diamètre produit au point où elle a lieu, une retraite formant une surface annulaire de $\frac{0,74-0,66}{2}$, soit $0^m,04$ de largeur. Le cylindre ou corps de presse présente deux orifices : l'un à la partie inférieure permettant de mettre en communication le dessous du piston avec l'eau comprimée ou avec l'évacuation suivant la position d'un tiroir placé sur le tuyau aboutissant à cet orifice, l'autre à la partie supérieure permettant de faire agir l'eau comprimée sur la surface annulaire du piston.

Quand on met les deux orifices simultanément en communication avec l'eau sous-pression, la presse se lève grâce à un effort correspondant à 50 kilogrammes par centimètre carré agissant sur la surface d'un cercle de $0^m,66$ de diamètre (différence de surface entre la base

(A) et la surface annulaire (B). Si, laissant en communication l'orifice supérieur avec l'eau comprimée, on met l'orifice inférieur en communication avec l'évacuation, la presse descend et vient au repos, grâce à l'effort qui s'exerce sur la surface annulaire (B) du plongeur. On lui a donné une course de $0^m,23$. Au droit des presses, lors du basculement, le tablier s'abaisse de $0^m,147$ (de $0^m,16$ au droit des roulettes de culasse); si l'on ajoute à ce chiffre $0^m,147$ environ, $0^m,010$ correspondant au surhaussement à donner au tablier par rapport à sa position normale pour faciliter le calage ou le décalage, on voit que la course nécessaire du plongeur est de $0^m,157$; la différence $0^m,230 - 0^m,157 = 0^m,073$ est le jeu qui pendant la rotation reste entre le pont basculé et la presse au repos. Ce jeu est peut-être un peu grand; il n'aurait pas été prudent cependant de le réduire beaucoup parce qu'il arrive quelquefois que par suite soit d'une négligence du mécanicien, soit de la gelée, les plongeurs ne sont pas ramenés tout à fait à fond de course.

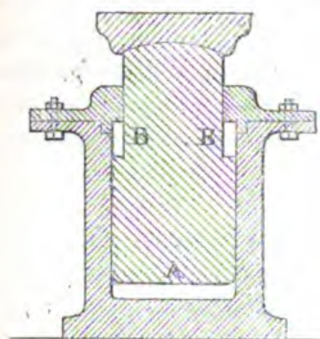


Fig. 3.

Quant au diamètre $0^m,66$, il a été déterminé par les considérations suivantes :

Quand on relève le tablier basculé, le pont porte tout d'abord sur la presse centrale de tout son poids, les presses de basculement n'ayant à vaincre que la prépondérance (20 tonnes) de la culasse par rapport à la volée; peu à peu l'extrémité de la volée se rapproche de ses appuis et quand le contact s'est établi, pendant que les presses de basculement continuent à soulever la culasse, le tablier porte sur trois points, savoir : les ap-

puis de la volée, — la presse centrale, — les presses de basculement.

La presse centrale exerce sous le tablier une pression correspondant à un effort de 399.500 kilogrammes précédemment calculé (*b*) à raison de 50 kilogrammes par centimètre carré sur la portion du pivot qui ne porte pas sur le fond du pot de presse et sur les rainures de graissage de la surface annulaire d'appui, soit sur 7.990 centimètres carrés; la différence 810.000^{kg} — 399.500 kilogrammes, soit 410.500 kilogrammes, se reporte sur les presses de basculement et sur les appuis de volée. Ces 410.500 kilogrammes se décomposent ainsi :

390.500 kilogr. agissant au droit du pivot,
20.000 — (prépondérance de la culasse) agissant au droit des galets de culasse.

De plus, si pendant le basculement, il se produit du vent, on peut encore avoir à vaincre la résistance correspondant à 50 kilogrammes par mètre carré de tablier, soit à 30.000 kilogrammes agissant en son milieu.

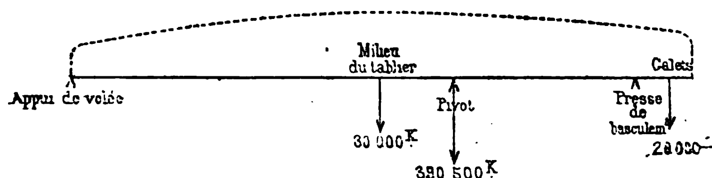


Fig. 4.

En répartissant ces efforts de 390.500^{kg} — 20.000 kilogrammes et 30.000 kilogrammes respectivement sur les appuis de volée et les presses de basculement en raison des distances des points d'application (suivant la règle de la décomposition des forces parallèles), on arrive à trouver que les presses de basculement ont à supporter une charge totale de 316.700 kilogrammes soit pour chaque presse 158.350 kilogrammes. Or, une pression de 50 ki-

logrammes par centimètre carré donne sur une surface de $0^m,66$ de diamètre un effort de $\frac{\pi}{4} \times (\overline{0,66^2}) \times 50$ $= 171.050$ kilogrammes; l'excédent, 12.700 kilogrammes, ne paraît pas exagéré si l'on considère qu'il n'a pas été tenu compte du frottement des garnitures des pistons qui absorbent une petite fraction de la puissance de soulèvement des presses.

(d) *Appareils de rotation.* — La couronne de rotation boulonnée aux extrémités du chevêtre et au-dessous du tablier est en fonte; elle a $9^m,35$ de diamètre et présente une gorge dans laquelle vient s'enrouler la chaine de rotation dont les maillons ont $0^m,062$ d'épaisseur.

Au sortir de la couronne, chacun des brins de la chaîne passe sur une grande poulie horizontale de $1^m,50$ de diamètre, puis sur deux poulies horizontales servant de guides, fixées au cylindre de chacune des presses de rotation, pour s'enrouler ensuite sur la poulie verticale de $1^m,50$ de diamètre portée par la tête du piston plongeur et s'attacher à la partie inférieure du bâtis de la presse.

Les cylindres ont $0^m,475$ de diamètre et $0^m,085$ d'épaisseur; les plongeurs ont sur $0^m,15$ de longueur seulement un diamètre égal à celui du cylindre; sur le restant de leur longueur, le diamètre est réduit à $0^m,32$. Comme chaque piston correspond à deux brins, sa course utile est la moitié du quart de la circonférence décrite pendant la rotation du pont par un point de la gorge de la couronne, soit $\frac{9^m,35 \times \pi}{4 \times 2} = 3^m,67$. A chacun des cylindres aboutissent deux tuyaux qui, grâce aux tiroirs disposés dans la chambre de manœuvre, peuvent être mis chacun en communication soit avec la canalisation d'eau comprimée, soit avec la conduite de retour; l'un des tuyaux (A), débouchant à l'une des extrémités du cylindre per-

met d'agir sur la base du piston plongeur, correspondant au diamètre de $0^m,475$; le second (B), débouchant à l'autre extrémité du cylindre, permet d'agir sur la surface annulaire correspondant au point où le diamètre du piston se réduit de $0^m,475$ à $0^m,320$.

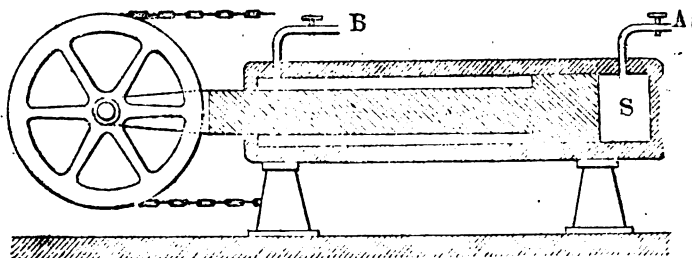


Fig. 5.

Si l'on met les tuyaux A et B en communication avec l'eau comprimée, la pression agissant à la fois sur la base du piston S et sur la surface annulaire $(S-s)$, l'effort exercé sur le brin de chaîne pour produire la rotation est de $s \times 50$ kilogrammes ; c'est ce qu'on appelle le simple pouvoir. Si l'on met le tuyau A en communication avec l'eau comprimée et le tuyau B en communication avec la conduite de retour, l'effort correspond à $S \times 50$ kilogrammes (diminués toutefois de la contre-pression nécessaire à l'évacuation des eaux) ; c'est ce qu'on appelle le double pouvoir qui doit être employé par les grands vents.

Inutile de faire remarquer que pendant le mouvement du tablier, l'une des presses de rotation agit seule pendant que l'autre est en communication avec la conduite de retour. Quand le pont étant basculé, on veut relever le tablier, il faut avoir soin de mettre préalablement les deux presses de rotation en communication avec l'évacuation afin de donner aux chaînes le mou nécessaire pour que la couronne qui est inclinée pendant le bascu-

lement reprenne sa position primitive sans augmenter la tension.

Le calcul des dimensions à donner aux divers organes des appareils de rotation est fort délicat. En dehors de la pression du vent, tous les efforts à vaincre pour opérer le mouvement du tablier sont des frottements au sujet desquels on ne peut que faire des hypothèses ou se baser sur des formules empiriques d'une exactitude douteuse. Voici à titre de simple renseignement, celles admises par la Compagnie de Fives-Lille dans l'étude de la machinerie du pont; elles présentent quelque intérêt en ce sens qu'elles ont conduit à des dimensions qui paraissent satisfaisantes dans la pratique.

Prenons le cas du simple pouvoir correspondant à un vent d'une force maximum de 10 kilogrammes par mètre carré; le calcul serait absolument semblable pour le double pouvoir correspondant à un effort de 40 kilogrammes.

Les résistances que doit vaincre la presse motrice pour déterminer la rotation sont les suivantes :

(1) **Résistance opposée par la presse en évacuation;**
(2) **Résistance due à l'action du vent;**
(3) **Résistance due au frottement des galets de culasse;**
(4) **Résistance due au frottement du pivot;**
(5) **Résistance de la presse motrice elle-même.**

Ces résistances diverses ont été estimées comme il suit :

(1) **Résistance de la presse en évacuation.** — Pendant la rotation, la presse en évacuation est en communication avec la conduite de retour; mais on a soin, en disposant convenablement le tiroir de distribution, de régler l'évacuation de manière à conserver dans le cylindre une pression de 3 à 4 kilogrammes qui a pour effet, en maintenant les deux brins de chaîne bien tendus, de rendre le mouvement uniforme et de faire obéir les appareils im-

médiatement au mécanicien s'il veut soit arrêter, soit changer de sens.

Le diamètre du plongeur dans la partie formant tige du piston étant de $0^m,320$, la résistance pour une contre-pression maximum de 4 kilogrammes serait de $\frac{\pi \overline{0,32}^2}{4} \times 4^{kg} =$ . . . . 3.217^{kg}

Le frottement des garnitures peut être évalué (d'après la formule d'Eytelwein $(n D \times \frac{p}{1.000})$ à $10 \times 0,32 \times \frac{500.000}{1.000} = 0,32 \times 5.000 =$ . . . 1.600

ajoutant pour le frottement des pièces mobiles dans les glissières environ. 500

on arrive à un total de. . . . . 5.317^{kg}

pour l'effort à exercer à la tête du piston de la presse en évacuation.

Le brin de chaîne qui s'enroule sur la poulie de mouflage fixée à la tête du piston subit par l'effet de cet enroulement des résistances qui doivent produire une augmentation de tension que l'on évalue à 3 p. 100, de sorte que le brin conducteur, en quittant cette poulie, a une tension de $\frac{5.317}{2} \times 1,03$ soit de 2.738 kilogrammes.

Il s'enroule ensuite sur la grande poulie horizontale, d'où une nouvelle augmentation de tension de 2 p. 100, soit 55 kilogrammes, de sorte qu'il se présente à l'enroulement sur la couronne avec une tension de 2.793 kilogrammes. Eu égard à son grand diamètre, la résistance due à l'enroulement sur la couronne peut être négligée.

(2) **Résistance due à l'action du vent.** — On admet que le vent agit avec une pression de 10 kilogrammes par mètre carré sur une seule poutre, mais supposée pleine et présentant par suite une surface de 417 mètres carrés environ, dont le centre de gravité est situé à $8^m,45$ du

plan moyen du chevêtre. Le diamètre de la couronne étant de $9^{m},35$, l'effort produit sur la chaîne de rotation est de $4.170^{kg} \times \frac{8^{m},45}{\frac{1}{2} \times 9^{m},35} = 7.540$ kilogrammes.

(3) **Résistance due au frottement des galets de culasse.** — Les galets de culasse portent une charge d'environ 20.000 kilogrammes; leur diamètre étant de $0^{m},65$ et celui des axes de $0^{m},08$, le frottement des axes ramené à la circonférence des roues est de $20.000^{kg} \times 0,1 \times \frac{0,08}{0,65}$ $= 246$ kilogrammes et le frottement de roulement 20.000^{kg} $\times \frac{0.001}{0,325}$, soit 62 kilogrammes.

La somme des deux résistances, comptée au rayon du rail, placé à $20^{m},50$ du centre du pivot est de $246 + 62$ $= 308$ kilogrammes qui donnent sur la chaîne enroulée sur la couronne un effort de $308 \times \frac{20,50}{\frac{1}{2} \times 9,35} = 1.350^{kg}$.

(4) **Résistances dues aux frottements du pivot.** — Nous avons vu (*c*) que pendant la rotation, l'effort exercé sur le fond de la presse (poids du tablier et ses accessoires diminué de la pression due à l'eau comprimée) est de 390.500 kilogrammes qui se répartissent sur la surface annulaire des deux bandes d'acier fixées au fond du pot de presse et sous le pivot.

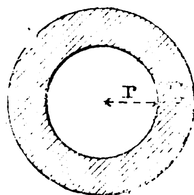


Fig. 6.

Cet effort donne lieu à un frottement de $390.500^{kg} \times 0,08 = 31.240^{kg}$ qui peut être considéré comme appliqué sur la circonférence partageant la couronne d'appui en deux parties égales, circonférence dont le rayon est de $\frac{\sqrt{R^2 + r^2}}{2}$, soit $0^{m},79$.

Le frottement reporté sur la chaîne y produit une tension de $31.240^{kg} \times \frac{0.79}{9.35} = 2.640$ kilogrammes.

La presse-étoupe du pivot, dont le diamètre est de $1^m,27$ donne une résistance de $1,27 \times 5.000$ kilogrammes, $= 6.350$ kilogrammes, soit sur la chaîne une tension de $6.350^{kg} \times \frac{1,27}{9,35} = 863$ kilogrammes.

La poussée du vent, évaluée précédemment à 4.170 kilogrammes fait appuyer et par conséquent frotter pendant la rotation le pivot sur la paroi de la presse ; le frottement $4.170^{kg} \times 0,08$, donne sur la chaîne une résistance de $4.170^{kg} \times 0,08 \times \frac{1,27}{9,35} = 45$ kilogrammes.

Enfin, sous la tension des deux brins de la chaîne, le pivot s'applique également sur la paroi du pot de presse (au même point que sous l'action du vent pour une certaine position du tablier). La tension du brin qui s'enroule étant de 2.793 kilogrammes et celle du brin qui se déroule $2.793 + 7.540 + 1.350 + 2.640 + 863 + 45 = 15.211$ kilogrammes, soit 15.350 kilogrammes environ (y compris l'excédent à calculer), la résultante des deux tensions produit un effort de 14.800 kilogrammes ; d'où un frottement du pivot sur la paroi de la presse de $14.800^{kg} \times 0,08 = 1.184$ kilogrammes déterminant sur la chaîne une tension de $\frac{1.184^{kg} \times 1,27}{9,35} = 161$ kilogrammes.

Avant de se rendre à la presse motrice, le brin conducteur passe sur la poulie de renvoi horizontale, ce qui augmente de 2 p. 100 sa tension ($15.211 + 161 = 15.372$ kilogrammes) soit de 307 kilogrammes.

La somme des résistances dues au frottement du pivot et au passage de la chaîne motrice sur la couronne et la poulie de renvoi atteint donc $2.640 + 863 + 45 + 161 + 307 = 4.016$ kilogrammes.

(5) **Résistance de la presse motrice.** — La chaîne se présente à l'enroulement sur la poulie de mouflage fixée à la tête du piston de la presse motrice avec une tension égale à :

	2.793 kilogr.	(1)
	7.540 —	(2)
	1.350 —	(3)
	4.016 —	(4)
Total.	15.699 kilogr.	

La tension s'augmente par l'enroulement sur la poulie de mouflage de 3 p. 100 et devient pour le brin fixe $15.700 \times 1,03 = 16.171$ kilogrammes.

L'effort total à vaincre par le plongeur de la presse motrice est donc :

Tension du garant.	15.699 kilogr.
— du brin fixe	16.171 —

et, comme précédemment (1) :

Frottement de la garniture. . .	1.600 kilogr.
— des glissières	500 —
Total général. . . .	33.970 kilogr.

Pour une pression motrice de 50 kilogrammes par centimètre carré, le diamètre du plongeur devrait être de $\frac{33.970^{kg}}{50} = 679,4$ centimètres carrés correspondant à un diamètre de $0^m,294$ qui, comme on l'a vu plus haut, a été porté à $0^m,32$ pour tenir compte de l'imprévu et notamment de la petite perte de charge que subit l'eau comprimée.

Un calcul analogue a conduit pour le double pouvoir, correspondant à un effort de 40 kilogrammes par mètre carré exercé par le vent sur l'une des poutres supposée *pleine*, à un diamètre de $0^m,475$. Dans ce cas, l'effort du brin de chaîne le plus chargé atteint environ 40.000 ki-

logrammes et la chaîne dont les maillons ont un diamètre de $0^m,062$ travaille à environ $6^{kg},6$ par millimètre carré.

(e) *Calage-butoirs.* — Le calage de la culasse du pont s'obtient au moyen de deux coins ou tasseaux en fonte de $0^m,40$ de longueur, $0^m,60$ de largeur et $0^m,315$ d'épaisseur, distants de $7^m,74$ d'axe en axe. Chacun d'eux est introduit par un mouvement de glissement horizontal entre deux plaques d'appui également en fonte, placées au droit des extrémités des poutres maîtresses ; l'une des plaques est fixée au-dessous des tables des poutres ; l'autre, scellée au radier de l'encuvement forme glissière. Le décalage s'obtient en enlevant ces tasseaux par un mouvement de glissement inverse. Le mouvement de translation horizontale, dont l'amplitude mesure $0^m,60$, est donné par des bielles de $0^m,771$ de longueur actionnées par un arbre de $0^m,10$ de diamètre qui est placé dans l'encuvement transversalement à l'axe du pont, à $21^m,23$ de l'axe du pivot et qui porte un pignon de $0^m,301$ de diamètre. Ce pignon engrène avec une crémaillère formant le prolongement du piston plongeur d'une petite presse actionnée par l'eau comprimée. Le piston a une course de $0^m,34$. Le diamètre du cylindre est de $0^m,15$; celui de la partie du piston formant tige est de $0^m,10$ seulement. Le piston se meut horizontalement dans un sens ou dans l'autre suivant que l'on fait communiquer avec l'eau comprimée soit l'une des deux extrémités, soit les deux extrémités du cylindre, ce qui permet à la pression de s'exercer soit sur l'une des deux faces seulement, soit sur les deux faces de diamètre différent du piston.

Pour limiter la course du tablier du pont, on a établi trois butoirs, savoir : deux sur le bajoyer rive droite, destinés à arrêter l'extrémité de la culasse lors de l'ou-

verture et de la fermeture, le troisième, sur le bajoyer rive gauche, destiné à arrêter l'extrémité de la volée lors de l'ouverture. Ces butoirs se composent essentiellement d'un tampon en fonte de $0^m,30$ de diamètre et de $0^m,205$ d'épaisseur, mobile horizontalement dans un cylindre également en fonte fermé à son extrémité ; l'intervalle compris entre le fond du cylindre et le tampon est rempli par un bloc de bois dur de $0^m,30$ de longueur et de $0^m,30$ de diamètre qui forme matelas, de sorte que le tampon ne peut se mouvoir vers le fond qu'en comprimant le bois. Un boulon de $0^m,04$ traverse le tampon, le bloc de bois et le fond du cylindre dans l'axe et sert de guide au tampon.

Les poutres maîtresses, au point qui correspond à la butée, sont garnies d'une pièce de chêne recouverte d'une tôle pour éviter les dégradations que pourraient produire les chocs.

(f) *Galets de culasse.* — Les deux galets de culasse

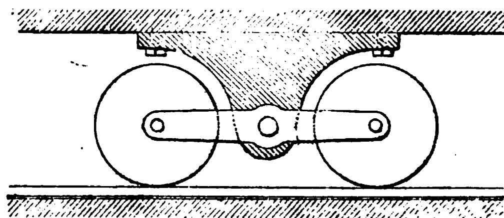


Fig. 7.

sont doubles. Chacun des galets doubles se compose de deux roues pleines identiques de $0^m,65$ de diamètre dont les axes sont reliés par deux longerons jumelés en fer, mobiles autour d'un arbre qui les traverse en leur milieu et qui est fixé au-dessous des poutres maîtresses. Grâce à cette disposition, le galet double porte toujours sur le rail, car si la pression augmente sur l'une des roues, elle

tend à se soulever tandis que l'autre tend au contraire à appuyer sur le rail; l'équilibre n'existe que quand les deux roues supportent une charge égale.

Les roues ont $0^m,090$ d'épaisseur; leur jante présente un profil rectiligne. Celui du rail de roulement est convexe; le contact se fait sur environ $0^m,020$ de largeur.

(g) *Dépense d'eau.* — Les quantités d'eau comprimée nécessaires pour la manœuvre du pont sont les suivantes :

Pour l'ouverture.....	Presse centrale	20 litres
	Presses de basculement. .	203 —
	— de rotation	295 —
	Presse de décalage.....	5 —
	Total...........	521 litres

Pour la fermeture la dépense est la même, à moins qu'on ait laissé la presse centrale sous-pression pendant l'ouverture, auquel cas il y aurait une réduction de 20 litres. Si l'on agit avec le double pouvoir, le volume d'eau dépensé pour les presses de rotation est de 650 litres au lieu de 295 et la dépense totale pour l'ouverture s'élève à 876 litres. L'eau est fournie par la machinerie centrale du port qui comprend deux machines d'une force de 40 chevaux en eau montée et un accumulateur d'une capacité de 726 litres. Le débit des pompes correspondant à une seule des machines en marche normale étant de 6 litres par seconde, soit 360 litres par minute, l'accumulateur peut être rempli en deux minutes, de sorte que l'eau comprimée est restituée à l'accumulateur aussi vite qu'elle se dépense pendant une manœuvre.

La machinerie du pont du Pollet est reliée à la machinerie centrale par une canalisation de 950 mètres de longueur. En prévision d'avaries survenant soit à l'accumulateur de la machinerie centrale, soit à la canalisation, on a jugé indispensable pour assurer le service du pont,

d'établir un second accumulateur semblable au premier dans le voisinage même de l'ouvrage, et pour fournir de l'eau comprimée à défaut de la machinerie centrale, de disposer une petite pompe de compression à deux corps verticaux (diamètre du plongeur $0^m,055$, course $0^m,23$) actionnée par une locomobile placée dans une chambre contiguë à l'accumulateur du Pollet.

Cette pompe de secours peut au besoin remplir l'accumulateur en quinze minutes. En cas d'accident, par temps calme, le volume d'eau total pour une manœuvre complète étant de 1.021 litres, et l'accumulateur supposé au bout de sa course avant l'ouverture du pont en contenant 726, les quelques minutes qui s'écoulent toujours pour le passage d'un navire entre l'ouverture et la fermeture suffiraient pour que l'on disposât sans attendre, du volume d'eau comprimée nécessaire à la double manœuvre.

Par fort vent coïncidant (circonstance peu probable) avec une avarie à la canalisation, le volume contenu dans l'accumulateur (726 litres) ajouté à celui qui serait comprimé pendant la durée de la manœuvre, serait suffisant pour effectuer l'ouverture du pont qui exige 886 litres — (basculement d'abord, rotation ensuite), — pourvu que l'on effectuât la manœuvre lentement, soit en quatre ou cinq minutes ; il faudrait ensuite attendre environ un quart d'heure avant de procéder à la fermeture, ce qui n'aurait rien d'exagéré dans des circonstances aussi exceptionnelles que celles dont il s'agit.

(h) *Durée des manœuvres.* — Un mécanicien bien habitué à faire fonctionner la robinetterie assez compliquée placée dans la chambre de manœuvre et ayant une sûreté de main et de coup d'œil suffisants pour arrêter en temps utile le tablier en mouvement peut effectuer une opération complète d'ouverture ou de fermeture en quatre-

vingt-dix secondes ; c'est la durée sur laquelle on pourrait compter en cas d'urgence ; mais en service courant, on recommande au mécanicien d'opérer plus lentement pour diminuer les chances d'accident et la manœuvre se fait dans un intervalle de temps variant de deux à trois minutes.

§ 3. Dépenses.

Il est difficile d'indiquer exactement le prix de revient du pont tournant du Pollet, attendu qu'une partie des dépenses correspondantes aux maçonneries et au mécanisme de cet ouvrage doivent être comprises dans celles afférentes aux murs de quai du chenal et à la machinerie hydraulique centrale.

On peut seulement, le chenal du Pollet et la machinerie centrale étant supposés établis, évaluer les dépenses supplémentaires auxquelles a donné lieu la construction du pont dont il s'agit.

(a) *Maçonneries.* — L'encuvement du pont dans la partie correspondant au tablier dans sa position normale est porté par un élargissement du massif du mur de quai et par deux voûtes en maçonnerie fondées sur pilotis. C'est également sur pilotis qu'ont été établies les portions de l'encuvement correspondant au chemin de roulement des galets de culasse, à la chambre servant au remplacement de la presse centrale.

La murette d'enceinte repose simplement sur un massif de béton.

Les dépenses peuvent se résumer ainsi qu'il suit :

Terrassements	12.500 fr.
Charpente et fers pour pilotis et étaiements des fouilles	10.890
Maçonnerie de béton	26.800
— de briques	9.670
— de granit (taille comprise)	19.190
Pavage, asphaltage	9.500
Fers et fontes pour garde-corps, plaques d'entrée, etc.	1.350
Total	89.900 fr.

Ajoutons pour mémoire que le mètre courant de mur de quai du chenal du Pollet est ressorti à 2,700 francs y compris 650 francs (*) pour frais d'épuisements, divers et surveillance des travaux.

(b) *Tablier métallique.* — Le décompte du tablier métallique s'établit de la manière suivante :

Fers laminés	422.834^{kg}	à	0^f,355 . .	150.313^f,49
— forgés	5.979	à	0 ,553 . .	3.306 ,39
Tôles d'acier (bandes de roulage)	17.099	à	0 ,592 . .	10.131 ,16
Fontes en gueuses	233.430	à	0 .142 . .	33.193 ,75
Charpente en chêne	19^m,99	à	181 ,70 . .	3.632 ,00
Plates-formes diverses en charpente (chêne, sapin, orme), 663^{mq},31				5.832 ,25
Total				206.413^f,04
Chevêtre : Fers laminés, 40.300 kilogr. à 0^f,44				17.732 ,00
Total				224.145^f,04

(c) *Mécanisme.* — Bien que l'établissement du mécanisme ait été l'objet d'un forfait, nous donnons ci-après les poids et les prix des principaux groupes d'appareils.

(*) Ce chiffre n'est qu'approximatif ; il résulte d'une ventilation assez délicate des frais d'épuisements afférents aux fondations des murs et au percement du chenal.

	Poids.	Prix.
Presse centrale, y compris les plaques d'appui intermédiaires et de volée. .	38.694kg,00	27.086f,18
Presses de basculement.	17.695 ,00	15.040 ,75
Tasseaux et appareils de calage.	7.332 ,50	7.332 ,50
Presses de rotation, compris poulies de renvoi et couronne de rotation. . . .	52.915 ,10	45.298 ,57
Galets et voie de roulement.	3.904 ,00	3.513 ,60
Bornes de butée.	4.914 ,00	2.457 ,00
Tiroirs de distribution, tuyautage. . . .	4.650 ,00	7.324 ,99
Abri en tôle et vitrage pour les appareils de manœuvre	»	1.525 ,00
Accumulateur, y compris les soupapes.	57.312 ,00	21.683 ,00
Pavillon de l'accumulateur, y compris bac (forfait)	»	15.000 ,00
Dallages divers.	3.708 ,00	1.297 ,80
Conduite de pression reliant l'accumulateur et le pont à la machinerie centrale	55.744 ,00	27.710 ,87
Id. *id.* de retour.	23.309 ,00	
Pompe de compression à bras, compris tuyauterie et robinetterie		950 ,00
Id. *id.* mue par la locomobile. . .		2.400 ,00
Locomobile, y compris transmission, environ. . . .		12.500 ,00
Total.		191.120f,26

Ajoutons pour mémoire que la machinerie centrale comprenant deux machines de 40 chevaux en eau comprimée à 50 kilogrammes (pouvant produire 50 chevaux en portant le nombre des tours de 35 à 44 par minute), 2 chaudières à bouilleurs et un réchauffeur de 80 mètres carrés de surface de chauffe, une machine alimentaire, un accumulateur de 726 litres de capacité, les réservoirs d'alimentation, a coûté 188.500 francs, y compris les bâtiments qui ont été établis pour 3 machines et 3 chaudières.

(d) ***Récapitulation.*** — Les dépenses totales peuvent se résumer ainsi :

Maçonneries.	89.900f,00
Tablier métallique.	224.145 ,04
Mécanisme	191.120 ,26
Total.	505.165f,30
A ajouter pour dépenses en régie et surveillance des travaux, approximativement	24.834 ,70
Total général.	530.000f,00

Les travaux ont été exécutés de 1887 à 1889 sous la direction de MM. Alexandre, ingénieur en chef et Colmet-Daâge, ingénieur ordinaire, avec le concours de MM. Rouland et Bernière, conducteurs. Une partie des projets avait été étudiée par M. l'ingénieur ordinaire Gérardin.

Les entrepreneurs ont été :

M. Molès pour les maçonneries; la Société des Ponts et Travaux en fer (anciens établissements Joret) pour le tablier métallique; la Compagnie de Fives-Lille pour le mécanisme dont les dispositions d'ensemble, concertées entre feu M. l'ingénieur Barret (des Docks de Marseille) et M. Bassères, ingénieur en chef de la Compagnie, ont été étudiées en détail par M. l'ingénieur Baudet.

Dieppe, le 30 décembre 1890.

N° 53

NOTE

SUR LES ÉTUDES RELATIVES

A L'ALIMENTATION DE PARIS EN EAU DE SOURCE

DURANT LA PÉRIODE 1881-1885

Par M. BECHMANN, Ingénieur en chef des ponts et chaussées.

En traitant dans une précédente notice des travaux considérables d'installation de machines élévatoires et de construction de réservoirs effectués pour le service des eaux de Paris de 1879 à 1889 (*), nous nous étions réservé de compléter ultérieurement l'histoire des progrès réalisés par ce service durant la même période, en faisant connaître les études accomplies et les projets approuvés de 1881 à 1885 pour l'augmentation du volume d'eau de source disponible. Tel est l'objet de la présente note.

Insuffisance de la Dhuis et de la Vanne. — A la mort de Belgrand, en 1878, quatre ans après l'arrivée de l'eau de la Vanne à Paris, la dotation du service domestique, du *service privé*, en eau de source paraissait suffisante, pour un grand nombre d'années tout au moins. Si bien que, dans sa note au Conseil municipal sur la situation des services des eaux et des égouts, M. l'inspecteur

(*) Voir *suprà*, p. 233.

général Alphand, directeur des travaux de Paris, faisait ressortir surtout la nécessité d'augmenter les disponibilités du service public en eau de rivière ; pour le service privé, l'exécution des travaux de parachèvement, qui devaient assurer à la dérivation de la Vanne un complément d'alimentation de 20.000 mètres cubes, semblait devoir répondre à tous les besoins. Personne ne pouvait encore se douter alors des conséquences qu'allait avoir à très bref délai l'achèvement de la double canalisation, qui devait conduire l'eau de source dans tous les quartiers, dans toutes les rues de Paris, la mettre à tous les étages des maisons à la portée immédiate des consommateurs.

Les qualités remarquables de cette eau, qui était attendue depuis longtemps par une population à laquelle la Dhuis avait fait apprécier déjà les avantages d'une distribution d'eau pure, limpide et fraîche, la facilité avec laquelle on put se la procurer, la possibilité que donnait le *robinet libre* d'en user et d'en abuser impunément, furent autant de motifs qui déterminèrent tout à coup un accroissement énorme du volume d'eau absorbé par le service privé, particulièrement durant les chaleurs de l'été. Suivant une progression que les plus larges prévisions n'avaient pas fait entrevoir, cet accroissement atteignit bien vite des proportions qu'on n'eût point soupçonnées naguère, révélant dans les habitudes une révolution véritable qui devait à juste titre appeler l'attention de l'Administration municipale.

Dès l'été de 1881, l'insuffisance des ressources devenait manifeste. Ce n'est qu'à grand'peine, et en prenant les mesures les plus sévères pour restreindre le service public qu'on satisfaisait, en juin, à la demande du service privé. Mais bientôt quelques jours de grandes chaleurs amenaient l'abaissement rapide des réservoirs, et, pour éviter la nécessité absolue d'un rationnement forcé, on

en était réduit à faire, le 18 juillet, par voie d'affiches, un pressant appel aux habitants pour les inviter à modérer eux-mêmes la consommation, à la limiter au nécessaire, sous peine d'être totalement privés d'eau.

Sans doute cette pénurie momentanée était due avant tout à un gaspillage effréné. La consommation effective à robinet libre, comme l'a montré dans un remarquable travail M. l'Ingénieur en chef Couche (*), était devenue le triple et à certains jours presque le quadruple des bases d'estimation ! Et il a été possible, en conséquence, d'apporter à cette situation menaçante un remède efficace en supprimant la délivrance de l'eau à robinet libre, et imposant d'une manière générale l'emploi du *compteur d'eau*, qui, sans gêner la consommation, la mesure du moins et permet de faire payer l'eau écoulée.

Mais tout le monde avait été frappé d'un fait qui montrait dans quelles limites étroites était renfermée l'alimentation du service privé ; une vague inquiétude subsistait à ce sujet, et il demeurait évident que, le gaspillage enrayé, on aurait à compter bientôt avec l'augmentation normale des besoins, qu'un jour ou l'autre il faudrait se préoccuper de cette augmentation et créer un complément d'alimentation sans lequel il n'y aurait pas de sécurité pour le service privé.

Recherche d'un complément d'alimentation. — Les Ingénieurs du service des Eaux de Paris virent là un enseignement dont le fruit ne devait pas être perdu ; et, comprenant que dans un temps relativement court une nouvelle amenée d'eau de source s'imposerait inévitablement, ils se mirent spontanément à l'œuvre et entreprirent sans retard les études préliminaires qui devaient leur fournir plus tard les éléments d'un projet de dérivation.

(*) Le Service des eaux en 1881.

Quelles étaient dans le bassin de la Seine les sources qui devaient être choisies désormais pour l'alimentation de la capitale? Tel était le premier point à élucider. Belgrand, dans son beau livre *La Seine*, avait tracé magistralement la voie à suivre : il y montre, en effet, comment, après avoir dressé une sorte d'inventaire des sources du bassin de la Seine, en les classant par étages géologiques, après avoir nettement déterminé les lieux des grandes sources, il a reconnu celles qui pouvaient être conduites à Paris et fait définitivement choix des sources de la Dhuis et de la Vanne. Il n'y avait qu'à reprendre sur le même plan systématique et rationnel l'étude qui avait déjà donné de si précieux résultats, et à la compléter par des observations nouvelles et précises, d'où l'on pût tirer, le jour venu, des conclusions fermes et justifiées.

L'inventaire dressé par Belgrand était évidemment incomplet. Lui-même, tout en signalant la richesse de certaines régions, comme le pays de Bray et la rive gauche de l'Eure, avouait les avoir négligées à cause des énormes difficultés que lui paraissait présenter tout tracé d'aqueduc dans l'une et l'autre direction (*); il fallait les explorer. Ses indications sur le débit des sources de chaque étage géologique sont fort vagues; il se borne à les qualifier de faibles, petites, grandes, très grandes sources ; il convenait de les jauger.

C'est dans cet ordre d'idées que fut commencée, dès la fin de l'été de cette même année 1881, la *Statistique générale des sources du bassin de la Seine*.

Pour arriver à dresser cette statistique, on avait résolu de visiter successivement chacune des grandes vallées du bassin, d'y déterminer exactement l'emplacement, sinon de toutes les sources, du moins de toutes celles

(*) *La Seine*, p. 159.

que leur altitude et leur abondance désignaient à l'attention comme pouvant être utilisées un jour, d'en jauger sommairement le débit à l'époque favorable, c'est-à-dire à l'époque des basses eaux, de septembre à décembre, de recueillir des renseignements sur la propriété des sources, sur leur utilisation, etc. Et, pour parvenir au but en peu de temps, sans éveiller d'ailleurs l'attention des intéressés et susciter inutilement des susceptibilités ou des convoitises, les opérations furent exécutées par des agents isolés, envoyés de Paris, à peine instruits eux-mêmes de l'objet final des recherches qui leur étaient confiées, et qui avaient la mission de procéder très rapidement, sans séjourner nulle part, de ne se livrer qu'à des opérations très simples ne laissant point de traces, et de se borner le plus souvent à des observations personnelles sans avoir recours à l'aide ou aux dires des habitants.

Essai de statistique des sources. — La première campagne fut consacrée à l'exploration des vallées de l'Yonne et de ses affluents, la Cure, le Serein, l'Armançon; 127 sources furent visitées, reconnues et jaugées. Puis on les repéra avec soin sur une carte à grande échelle du bassin de la Seine, en représentant chacune d'elles par un cercle d'une surface proportionnelle au volume débité. Ce mode de représentation graphique fait ressortir nettement l'importance relative des diverses sources et signale dès l'abord les *groupes* les plus intéressants.

Les résultats de cette première campagne répondaient si bien aux conditions du programme et présentaient un caractère d'utilité si évidente qu'on n'hésita pas, l'année suivante, à élargir le cadre des opérations. Du côté du sud-est, tout en retournant visiter et jauger à nouveau pour vérification les sources les plus considérables du

bassin de l'Yonne, on faisait le relevé de celles des bassins de la Haute-Seine au-dessus de Troyes, de l'Aube, de la Haute-Marne au delà de Vitry-le-Français. Vers l'est et le nord on explorait la vallée de la Marne entre Meaux et Épernay, celles de l'Oise et de ses affluents, le Thérain et la Nonnette; vers l'ouest, la rive gauche de l'Eure et la haute vallée de la Rille. 312 sources nouvelles étaient repérées et jaugées.

La campagne de 1883 fut employée à une nouvelle visite des grandes sources des régions ouest et sud-est, et à une première reconnaissance de la vallée de la Seine, entre Montereau et Troyes, ainsi que du bassin secondaire de la Voulzie. 234 sources précédemment reconnues faisaient l'objet de nouveaux jaugeages, et l'on en rapportait sur la carte 137 nouvelles.

En 1884, 59 sources ont encore été relevées dans les vallées de l'Eure, de l'Epte et du Loing, en même temps qu'on procédait à des vérifications de débit sur 152 autres dans les vallées explorées antérieurement.

Bien que 635 sources eussent été visitées et jaugées dans les quatre campagnes 1881-1884, l'œuvre n'était pas considérée comme terminée; et, avant d'en faire connaître les résultats, les Ingénieurs se proposaient de la poursuivre en l'étendant à toutes les parties du bassin de la Seine sans exception, notamment aux parties basses des vallées qu'on avait négligées d'abord comme moins intéressantes, tout en assurant le renouvellement périodique des jaugeages pour les principaux groupes de sources dont il importait de bien connaître le régime. Mais tout à coup les circonstances vinrent donner à l'ensemble des renseignements déjà recueillis un caractère d'utilité immédiate, mettre en relief le travail accompli, et en faire jaillir des conclusions qui furent pour tout le monde, on peut le dire, une sorte de révélation.

Étude d'une nouvelle dérivation. — Le choléra était à

nos portes, il allait bientôt faire son apparition dans quelques-unes de nos villes ; les préoccupations des hygiénistes se portèrent tout naturellement sur l'alimentation en eau potable; l'opinion publique s'émut de la situation critique du service des eaux de Paris, où, malgré la généralisation des compteurs et la diminution du gaspillage, une nécessité fâcheuse venait de faire inaugurer le système des substitutions partielles d'eau de Seine à l'eau de source pour certains quartiers durant les périodes estivales de grande consommation; le Conseil municipal, justement désireux de porter un prompt remède à un état de choses dont il comprenait toute la gravité, se montra disposé à accueillir favorablement des propositions que plusieurs demandeurs en concession étaient venus lui soumettre pour l'amenée à Paris de nouvelles eaux de source empruntées aux vallées de l'Yonne et de la Cure.

Forts des résultats de leurs études, munis de la carte sur laquelle ils avaient rapporté les sources visitées dans les précédentes campagnes, avec leur débit et leur altitude, les ingénieurs se trouvèrent en état de discuter utilement ces propositions; ils n'eurent pas de peine à démontrer que, parmi les solutions possibles, celle qui était mise en avant n'était pas la meilleure, qu'il existait des groupes de sources mieux situés, dont la dérivation, assurément plus avantageuse, permettrait de réaliser sur les offres faites à la Ville une économie de plus de 50 p. 100.

Un coup d'œil jeté sur la carte (Pl. 69) montre en effet que, si de belles sources émergent à la base des calcaires oolithiques dans les vallées de l'Yonne et de la Cure, non loin du confluent, d'autres groupes tout aussi considérables apparaissent également dans les vallées de la Seine, de l'Aube, de la Marne, à l'affleurement des mêmes couches, dessinant un arc de cercle de 140 kilomètres

de développement ayant à peu près Paris pour centre. D'autre part on trouve à l'ouest, sans aller aussi loin, des sources fort abondantes dans les vallées de l'Iton, de la Rille et de la Charentonne. Enfin, à des distances bien moindres encore, moins loin même que la Dhuis et la Vanne, apparaissent à l'est comme à l'ouest des groupes de sources extrêmement importants : ceux du Grand-Morin, de la Voulzie, du Durteint et du Loing d'une part, et d'autre part ceux de l'Epte, de l'Eure et de ses affluents, la Blaise et l'Avre.

N'eût-il pas été imprudent de faire un choix arbitraire parmi tant de ressources et de se prononcer *a priori* pour tel ou tel groupe avant de les avoir comparés entre eux aux divers points de vue de la qualité des eaux, des facilités de la dérivation, des dépenses probables? Le Conseil municipal, complètement édifié par les documents qui lui étaient soumis, ne crut pas devoir entrer dans cette voie; et, le 1er août 1884, il repoussait les demandes en concession et invitait l'Administration à lui présenter à très bref délai le projet d'une nouvelle dérivation d'eau de source.

Choix d'une solution. Dérivation bilatérale. — Sans perdre un instant, la préparation de ce projet fut entreprise sur la base d'un supplément d'alimentation de 240.000 mètres cubes par jour, destiné à compléter dans le présent, et pour un avenir suffisamment long, une disponibilité de 150 litres d'eau de source par habitant. Une partie d'ailleurs des nouvelles eaux devaient être livrées à une altitude voisine de celle de la Dhuis (108 mètres au-dessus du niveau de la mer), afin de satisfaire aux besoins des quartiers hauts mal desservis par le réservoir de la Vanne (cote 80 mètres).

Aucun des groupes de grandes sources, pris isolément, ne pouvait fournir un volume d'eau aussi considérable.

Mais, plusieurs d'entre eux débitant 100.000 mètres cubes et plus par vingt-quatre heures, il suffisait pour l'obtenir d'en combiner deux ou trois dans une opération d'ensemble. Tous d'ailleurs donnent des eaux un peu calcaires sans doute, mais ne s'écartant guère des types Dhuis et Vanne si appréciés par la population parisienne, susceptibles en conséquence d'être acceptés par la consommation comme l'équivalent des eaux de source actuellement distribuées. Quant à l'altitude, non plus que la qualité de l'eau, elle ne se trouve être une cause d'exclusion absolue pour tel ou tel groupe, puisqu'on peut suppléer jusqu'à un certain point par des machines élévatoires, comme on l'a déjà fait en partie pour la Vanne, à l'insuffisance de hauteur au point de départ.

Dès lors un certain nombre de solutions se trouvaient en présence, parmi lesquelles quatre avaient sur toutes les autres un avantage évident :

1° Dérivation des sources de l'Yonne et de la Cure, complétée par l'addition des sources du Loing et du Lunain (*);

2° Dérivation des sources de la Seine, combinée avec celle des sources de l'Yonne ou de l'Aube et de la Voulzie ;

3° Dérivation des sources de l'Avre, avec appoint fourni par les autres groupes de la basse Normandie, Iton ou Rille ;

4° Dérivation des sources de l'Avre d'une part, et de celles du Loing, du Lunain et de la Voulzie d'autre part.

La première exigeait la construction de 300 kilomètres d'aqueducs et donnait des eaux relativement dures à l'altitude de 80 mètres seulement. La seconde permettait

(*) Deux sources importantes de la vallée du Lunain, Villemer et Saint-Thomas, appartenaient déjà à la ville de Paris.

d'amener une partie des eaux par la gravité à une altitude plus favorable, mais la longueur des aqueducs atteindrait alors 400 kilomètres ; le tracé en serait difficile et comporterait des ouvrages d'art dispendieux. La troisième nécessitait l'établissement de grandes usines à vapeur dans la vallée de l'Iton ou celle de la Rille. Avec la quatrième, en construisant 260 kilomètres d'aqueducs seulement, on pouvait obtenir, d'un côté à une altitude voisine de celle de la Dhuis 120.000 mètres cubes, et de l'autre au niveau de la Vanne 60.000 mètres à 80.000 mètres. Le complément seul, emprunté aux vallées du Loing et du Lunain, serait à relever mécaniquement.

Cette triple alimentation, fournie par trois régions bien distinctes, à l'ouest et à l'est, donnait à la dernière combinaison une supériorité marquée, puisqu'elle divisait les risques et se prêtait à l'exécution des travaux en deux ou trois étapes successives. C'est d'ailleurs pour cette même combinaison que le chiffre total des dépenses probables se trouvait être le plus faible, environ 70 millions de francs.

La dérivation *bilatérale* l'emportait donc à tous égards et devait être préférée.

Acquisition des sources. — On n'avait pas attendu d'ailleurs que l'étude comparative permît de tirer des conclusions aussi nettes pour aborder une opération préliminaire de la plus haute importance : l'acquisition des sources. En effet, en l'état actuel de notre législation, l'expropriation des sources pour cause d'utilité publique n'est pas entrée dans la pratique administrative, et c'est à l'amiable que la Ville de Paris avait dû acheter les sources de la Dhuis et de la Vanne ; or, à quelles prétentions ne se heurterait-on pas une fois la décision prise ? Le plus sage parut être de poursuivre dès le

début l'obtention de *traités provisoires* pour toutes les grandes sources faisant partie des groupes qui servaient de base aux quatre combinaisons mises à l'étude.

Ces négociations délicates, entamées partout à la fois et menées très rapidement, eurent un plein succès. En quelques semaines, sans avoir eu à subir des conditions trop onéreuses, le service des Eaux de Paris se trouvait maître, pour une durée de six mois, des grandes sources de la Seine, de celles de l'Avre et de son affluent la Vigne, de celles de l'Iton, de la Voulzie, du Durteint, d'une partie de celles de l'Aube, d'une grande source de la vallée de la Marne, et il y adjoignait un peu plus tard les sources du Loing. De sorte que, au mois de novembre suivant, quand l'avant-projet de la dérivation bilatérale put être soumis au Conseil municipal, on y joignait la proposition d'acquérir immédiatement toutes les sources nécessaires à l'alimentation des nouveaux aqueducs.

Résultats obtenus. — Le Conseil se montra extrêmement satisfait des résultats obtenus.

Non seulement il approuva le projet de dérivation tel qu'il lui était présenté et ratifia les traités provisoires qui lui assuraient la propriété des sources de l'Avre et de la Vigne, de la Voulzie, du Durteint et du Loing; mais encore, en vue de l'avenir et eu égard à la modicité des prix consentis par les intéressés, il votait l'acquisition définitive des grandes sources de la Seine et de deux belles sources de la vallée de l'Aube. Moyennant une somme totale de 1 million de francs environ, tous frais compris, la Ville devenait propriétaire de sources représentant ensemble un débit de 3.500 à 4.000 litres d'eau par seconde, y compris des bois, des terres, des prés, des moulins, des bâtiments, dont la revente viendrait encore un jour diminuer la somme effectivement dépensée.

Peut-être nous est-il permis de rappeler ici en passant

qu'à cette délibération du 28 janvier 1885, qui marque le commencement d'une ère nouvelle pour la distribution d'eau de Paris, le Conseil voulut bien joindre expressément ses remercîments aux Ingénieurs pour l'économie « inespérée » qu'ils avaient réalisée dans l'acquisition des sources.

Il fut d'ailleurs convenu qu'on profiterait de la faculté de dédoublement qui résultait de la combinaison adoptée pour laisser provisoirement de côté la *branche de l'Est*, et qu'on préparerait d'abord l'exécution de la *branche de l'Ouest* qui, moyennant une dépense estimée à 35 millions de francs, avait l'avantage de fournir des eaux amenées entièrement par la gravité à une altitude supérieure.

Avant-projet de la dérivation de la Vigne et de l'Avre. — C'est cette première partie de l'opération d'ensemble qui est désignée depuis lors sous le nom de *Dérivation de la Vigne et de l'Avre.*

Le tracé en a été étudié sur le terrain pendant la campagne de 1885, et, grâce à l'activité d'un personnel dévoué, l'avant-projet complet parvenait à l'administration dès le 31 octobre de la même année.

Il se présentait dans d'excellentes conditions. Sur les plateaux où se développe l'aqueduc jusqu'à Versailles, suivant une direction sensiblement parallèle à celle du chemin de fer de Paris à Granville, il ne rencontre aucune difficulté : en tranchée ou en souterrain sur presque tout le parcours, dans des terrains résistants sans être durs, il comporte très peu de reliefs, point de ces arcades qui sont d'un entretien si malaisé sur le parcours de la Vanne, et les ouvrages d'art se réduisent à un certain nombre de siphons, dont les plus importants correspondent aux vallées profondes de l'Eure, de la Vesgre et de la Mauldre. A partir de Versailles, les circonstances sont

un peu moins favorables ; il faut nécessairement s'enfoncer en souterrain sous le faite relativement élevé que constituent les marnes du gypse et les marnes vertes, recouvertes par des sables fluents et imprégnés d'eau; c'est pourquoi, après avoir songé d'abord à établir deux conduites d'amenée, dirigées l'une vers Villejuif, l'autre sur Saint-Cloud, pour desservir dans Paris les deux rives de la Seine, on a bientôt reconnu qu'il convenait de se borner à celle de Saint-Cloud, sauf à faire plus loin, et au moyen d'autres ouvrages, la répartition des eaux entre les diverses fractions du réseau intérieur de distribution. Le montant de l'estimation primitive n'avait pas d'ailleurs subi de modification et restait fixé à 35 millions de francs.

Approuvé quelques semaines plus tard par le Conseil municipal, ce projet, d'un intérêt si grand pour la population parisienne et la salubrité de la capitale, semblait devoir entrer peu après dans la période de réalisation, et l'on pouvait espérer alors que l'arrivée des eaux de l'Avre à Paris coïnciderait avec la grande manifestation de 1889.

Tous les travaux préparatoires, — statistique générale des sources, études d'ensemble, acquisitions, rédaction des projets, — avaient été, depuis 1881, dirigés sans interruption par M. Bechmann, alors Ingénieur ordinaire, sous les ordres de M. Couche, Ingénieur en chef, et la haute direction de M. Alphand, directeur des travaux de Paris.

Il avait trouvé de zélés collaborateurs parmi les conducteurs du service municipal des eaux, et les noms de MM. Braye, Cramoisan et Bonnard méritent tout spécialement d'être cités en raison des services rendus.

Diverses circonstances, entre autres la mort de

M. Couche, survenue dans des conditions particulièrement douloureuses, le 31 août 1885, et les changements qui en ont été la conséquence dans le service ont malheureusement retardé la réalisation du projet de la dérivation de la Vigne et de l'Avre; près de cinq années se sont écoulées avant la déclaration d'utilité publique qui a été prononcée seulement par la loi du 5 juillet 1890; les travaux viennent d'être entrepris tout récemment, et ce sera au plus tôt après neuf ans d'attente que les eaux des sources acquises en 1884 pourront être enfin distribuées à Paris.

Paris, Avril 1891.

N° 54

CONDITIONS ADMISES

POUR LE

TRAVAIL DU MÉTAL DANS LES PONTS DE CHEMINS DE FER AUX ÉTATS-UNIS

Par M. H. ROUSSEAU, Ingénieur des ponts et chaussées.

A défaut d'un règlement général définissant pour tous les ponts et viaducs, comme le fait en France la circulaire du 9 juillet 1877, les limites de travail et les qualités du fer et de l'acier, les charges à admettre sur les ouvrages et les épreuves à leur faire subir, les constructeurs américains adoptent des règles individuelles qui présentent un certain degré d'uniformité. Les renseignements qui suivent résultent d'une comparaison entre plusieurs types de cahiers de charges, publiés en 1890 aux États-Unis, soit par des compagnies de construction, soit par des ingénieurs chargés de rédiger des projets (*).

(*) Cahiers des charges de la compagnie de construction de ponts Phénix; de la compagnie Keystone; de M. Théo Cooper (publié par l'*Engineering News*); de M. G. Bouscaren, ancien élève de l'École centrale; de M. Rob. Moore, pour le chemin de fer aérien en construction à Saint-Louis, et brochure présentée à l'Institut du fer et de l'acier par MM. G.-H. Clapp et A.-E. Hunt.

1. LIMITES DU TRAVAIL DU MÉTAL.

On sait que les Américains n'ont l'habitude d'employer les poutres rivées en tôle pleine ou à treillis que pour les faibles portées, et que les éléments constitutifs de leurs grandes fermes sont les suivants : des poteaux travaillant à la compression, employés comme membrures supérieures, comme tiges verticales ou inclinées; des barres à œil travaillant à l'extension, articulées sur des boulons spéciaux, et formant dans chaque panneau la membrure inférieure et les tirants. Généralement les entretoises, en fer rivé, sont suspendues aux montants par des étriers. La plupart des pièces ayant ainsi un rôle indépendant, on conçoit qu'on leur attribue des limites de travail distinctes. Celles dont il sera question s'appliquent aux ouvrages fixes; elles peuvent être abaissées pour les ponts tournants.

Tension. — 1° **Poutres de portée restreinte formées, soit de simples fers profilés, soit d'assemblages à âme pleine, soit de treillis rivés; entretoises et longrines présentant les mêmes dispositions.** — On admet pour les éléments de ces pièces, qui ont entre eux une solidarité plus ou moins grande, une limite de travail sensiblement uniforme variant de 5 à 6 kilogrammes par millimètre carré pour le fer, et s'éloignant peu de 7 kilogrammes pour l'acier. La limite est à peu près la même pour les semelles inférieures que pour les semelles supérieures, pour les poutres de longueur plus ou moins grande.

2° **Fermes articulées.** — Les barres tendues des poutres articulées peuvent travailler de 6 à 7 kilogrammes pour le fer, de 7 à 9 kilogrammes pour l'acier. La limite supérieure s'applique surtout aux barres à œil servant de tirants principaux et de semelles, la limite inférieure

aux contre-tirants. On tient compte de la variation des efforts, surtout quand les travées ont une grande portée, en substituant à ces limites fixes celles qui résultent de la formule $P\left(1 + \alpha \frac{m}{M}\right)$, où P a une valeur moyenne de $5^{kg},5$ pour le fer, de 7 kilogrammes pour l'acier, α est égal ou peu inférieur à l'unité, m et M sont le minimum et le maximum des efforts que subit la pièce.

3° **Contreventement.** — Les barres horizontales ou transversales de contreventement en fer peuvent travailler de 10 à 14 kilogrammes, en acier de 13 à 17 kilogrammes. La limite est moins élevée pour les cornières.

4° **Boucles de suspension des entretoises.** — Les étriers et les autres pièces susceptibles de recevoir des chocs subits ne doivent pas travailler à plus de 4 à 5 kilogrammes s'ils sont en fer, de 5 à 6 kilogrammes s'ils sont en acier.

Compression. — 1° **Poutres en métal profilé ou en lames rivées.** — Les semelles supérieures travaillant à la compression, mais liées aux pièces tendues des mêmes poutres, admettent les mêmes limites de travail, c'est-à-dire 5 à 6 kilogrammes pour le fer et 7 kilogrammes pour l'acier.

2° **Fermes articulées.** — Pour les poteaux qui forment dans chaque panneau la semelle supérieure, les tiges verticales et les tiges inclinées travaillant à la compression, on emploie l'une des deux formules $\frac{P}{1 + \frac{l^2}{\alpha r^2}}$ et $P' - \beta \frac{l}{r}$, où l est la longueur de la pièce et r son plus petit rayon de gyration. Dans la première, P a une valeur de 5 à 6 kilogrammes pour le fer et de 7 kilogrammes environ pour l'acier; α varie de 30.000 à

50.000. Dans la seconde, P′ est au moins égal à 6 kilogrammes pour le fer et à 8kg,5 pour l'acier; β varie entre 0,02 et 0,03 pour l'un, entre 0,03 et 0,04 pour l'autre. Suivant que les pièces considérées s'appuient sur des faces planes à leurs deux extrémités ou aboutissent à des articulations, les coefficients des deux formules varient de manière que le travail limite soit moindre dans le second cas que dans le premier. Si les travées ont une grande portée, les limites peuvent être augmentées en tenant compte, pour les membrures supérieures et pour les tiges voisines des points d'appui, de la variation de l'effort, comme on le fait pour les pièces tendues.

3° **Contreventement.** — Pour les tiges comprimées des contreventements horizontaux ou transversaux, on augmente d'un quart ou d'un tiers le résultat des formules précédentes.

Efforts alternatifs. — Si une pièce est alternativement tendue et comprimée, on la calcule pour résister aux deux genres d'efforts, en ajoutant à chacun les trois quarts environ du plus petit d'entre eux, ou bien on se sert de la formule $P\left(1 - \frac{f}{\alpha F}\right)$ où f et F sont les efforts maximum de chaque espèce, α un coefficient qui varie de 1 à 2, P ayant une valeur de 5 à 6 kilogrammes pour le fer, de 7 à 8 kilogrammes pour l'acier. S'il s'agit de pièces de contreventement, on considère comme suffisant de les faire résister à chaque genre d'effort, tel qu'il se présente dans le calcul.

Efforts combinés. — 1° Quand une pièce disposée, soit pour être tendue, soit pour être comprimée, est en outre fléchie par une charge transversale, on tient compte de ce nouvel effort : l'une des règles indiquées

dans ce cas consiste à admettre pour le travail du métal une limite plus élevée aux extrémités qu'au centre, et à supposer la pièce encastrée pour calculer les sections extrêmes, simplement posée pour calculer la section moyenne.

2° Quand l'action du vent s'ajoute aux charges, on ne juge pas indispensable d'en tenir compte si elle est faible; mais si elle atteint ou dépasse 30 p. 100 des efforts dus à d'autres causes, on l'introduit dans les calculs en augmentant toutefois de 30 p. 100 la limite du travail.

Cisaillement, arrachement et flexion. — Les rivets et boulons d'articulation en fer sont soumis à un effort de cisaillement inférieur au travail admis pour les pièces qu'ils réunissent, et compris généralement entre 4 et 5 kilogrammes; ceux d'acier travaillent entre 5 et 7 kilogrammes.

L'effort d'arrachement peut atteindre pour le fer 8 à 9 kilogrammes, pour l'acier 10 à 12 kilogrammes par millimètre carré de leur section longitudinale.

L'effort de flexion sur les fibres extrêmes des boulons d'articulation a pour limite 10 à 11 kilogrammes pour le fer, 13 à 15 kilogrammes pour l'acier.

On admet d'ailleurs un accroissement notable de ces diverses charges dans le cas où l'action du vent en fait partie.

Si le rivetage n'est pas fait à la machine, mais sur le terrain, les limites du travail sont diminuées dans une proportion qui varie de 1/5 à 1/3.

2. QUALITÉS DU FER ET DE L'ACIER.

Les seules conditions exigées sont celles qui se constatent par l'examen et l'épreuve des métaux obtenus,

sans qu'il soit question des procédés par lesquels la métallurgie les réalise.

Fer. — Outre les qualités reconnaissables à la vue, on demande que le métal ait une limite d'élasticité d'au moins 18 kilogrammes par millimètre carré.

Les épreuves auxquelles il doit résister varient en intensité suivant la forme et la destination des pièces. Elles se font soit sur des éprouvettes, soit sur des fers pris en vraie grandeur.

La section choisie pour les éprouvettes est en moyenne de 3 centimètres carrés; elle est au moins de $1^{cm^2},5$, et de 6 centimètres carrés au plus. L'allongement peut se mesurer dans le premier cas sur une longueur fixe de $0^m,20$ et dans tous les cas sur une longueur égale à 12 fois le plus petit diamètre.

Le tableau suivant indique les résultats demandés à l'extension sur ces barreaux d'essai :

	RÉSISTANCE	ALLONGEMENT
	kilogr.	p. 100
Barres rondes, carrées ou plates dont la section ne dépasse pas 25 centimètres carrés	36	18 à 20
Section plus grande	34 à 36	15 à 20
Cornières, fers profilés	34 à 35	12 à 15
Fers plats de moins de 60 centimètres de largeur.	34 à 35	10 à 15
Largeur plus grande	32 à 34	5 à 10

Lorsque l'on éprouve les pièces dans leurs vraies dimensions, les limites de résistance et d'allongement sont un peu abaissées.

La même distinction existe pour les épreuves de flexion. Si l'on opère sur des éprouvettes, elles doivent, sans subir d'altération, se plier à froid sous un angle de 180 degrés en formant une courbe intérieure dont le diamètre ne dépasse pas leur épaisseur, quand il s'agit de barres; pour les fers profilés et plats, le diamètre augmente jus-

qu'à 2 et 3 épaisseurs, ou bien on ne fléchit qu'à 90 degrés.

Dans le cas où la flexion est opérée sur les pièces elles-mêmes, on diminue l'angle ou l'on augmente le rayon de la courbe.

Les rivets doivent se plier à froid sur eux-mêmes jusqu'au contact, sans donner trace de rupture.

On ne distingue pas, dans ces épreuves, les pièces destinées à la compression.

Acier. — On peut exiger qu'il n'entre pas plus de 0,08 à 0,10 p. 100 de phosphore dans la composition de l'acier.

De même que pour le fer, il n'est généralement pas fait de distinction entre le métal destiné à travailler à la tension et celui qui doit être comprimé; mais l'acier doux servant à faire les rivets, n'a ni la même ténacité ni la même ductilité que celui qui doit entrer dans les diverses pièces de la construction.

Pour ce dernier, on fait des éprouvettes dont la section a au moins 3 centimètres carrés, et l'on mesure l'allongement sur 20 ou 30 centimètres, ou encore sur 12 diamètres de longueur. Elles doivent résister à une tension de 42 kilogrammes au minimum et de 48 kilogrammes au maximum avec une limite d'élasticité fixée en moyenne à 24 kilogrammes, s'allonger d'au moins 20 à 22 p. 100, leur section diminuant dans la proportion de 42 à 45 p. 100. Elles doivent, sans donner trace de rupture, plier à froid sur elles-mêmes : chauffées au rouge cerise et trempées à 30 degrés, plier sur un cercle dont le diamètre n'atteigne pas deux fois leur épaisseur. Si les épreuves sont faites sur les pièces dans leur vraie dimension, on admet des chiffres un peu inférieurs pour la résistance, l'allongement et la flexibilité.

L'acier à rivets doit résister à un effort de rupture de

38 à 42 kilogrammes, s'allonger de 25 p. 100; chauffé au jaune clair et trempé dans l'eau froide, il doit plier sous un angle de 180 degrés sur un cercle de diamètre égal à l'épaisseur de l'éprouvette. Les rivets en acier doivent subir à froid la flexion jusqu'au contact.

Dans le cas de l'acier, les trous de rivets sont alésés sur 5 millimètres d'épaisseur; on affranchit les bords des pièces de la même quantité.

Fonte. — L'épreuve généralement imposée consiste à soumettre un barreau de $6^{cm^2},5$ de section et de $1^m,40$ de portée à une charge centrale de 225 kilogrammes.

3. COMPOSITION D'UN TRAIN-TYPE.

Les devis prennent pour poids roulant deux machines avec leurs tenders, suivis d'une file de wagons représentés par une charge linéaire uniforme. On suppose que ce train se déplace en chaque sens sur chaque voie; on peut même admettre qu'il soit discontinu s'il doit en résulter de plus grands efforts. Les diagrammes suivants montrent différents types de distribution des charges.

Désignation		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	Wagons
Machines « Consolidation »	Charges	6.800k	10.900	10.900	10.900	10.900	6.800	6.800	6.800	6.800		4.500k par mètre linéaire
	Distances	mèt. 2,46	mèt. 1,75	mèt. 1,37	mèt. 1,37	mèt. 2,16	mèt. 1,47	mèt. 1,73	mèt. 1,47	mèt 1,22		
		2e machine					2e tender					Wagons
« Consolidation » du St-Louis And Kansas City R. R.	Charges	6.400k	13.600	13.600	13.600	13.600	7.700	7.700	7.700	7.700		4.500k par mètre linéaire
	Distances	2,44	1,53	1,53	1,53	3,36	1,53	1,53	1,53	0,91		
		2e machine					2e tender					Wagons
« Décapode » de l'Atlantic Coast Line	Charges	7.300k	11.600	11.600	11.600	11.600	11.600	9.100	9.100	9.100	9.100	3.900k par mètre linéaire
	Distances	2,44	1,30	1,30	1,30	1,30	2,29	1,42	1,70	1,42	0,91	
		2e machine						2e tender				Wagons
Distribution admise pour le chemin de fer aérien de Saint-Louis	Charges	7.300k	13.600	13.600	13.600	13.600	8.200	8.200	8.200	8.200		4.500k par mètre linéaire
	Distances	2,47	1,75	1,37	1,37	2,16	1,47	1,72	1,47	1,22		
		2e machine					2e tender					Wagons
Type « Lehigh » lourd	Charges	7.300k	18.100	18.100	18.100	18.100	8.200	8.200	9.100	9.100		6.000k par mètre linéaire
	Distances	2,47	1,75	1,37	1,37	2,16	1,47	1,72	1,47	1,22		
		2e machine					2e tender					Wagons
Autre type de distribution	Charges	7.300k	18.100	18.100	18.100	18.100	10.000	10.000	10.000	10.000		6.000k par mètre linéaire
	Distances	2,44	1,45	1,37	1,45	3,66	1,52	1,52	1,52	1,22		
		2e machine					2e tender					Wagons

4. PRESSION DU VENT.

L'action du vent s'évalue tantôt par mètre carré de surface latérale, tantôt par mètre linéaire de voie.

Lorsqu'on adopte la première méthode, la pression maximum admise pendant le passage des trains est de 150 kilogrammes par mètre carré de toute la surface pleine projetée sur un plan vertical; on y comprend celle du train, dont la hauteur est de 3 mètres, considérée comme une charge roulante. En dehors du passage des trains, la pression s'élève jusqu'à 240 kilogrammes par mètre carré, la surface considérée comprenant les deux fermes et le tablier; on peut choisir la direction du plan vertical de projection la plus défavorable.

Le second procédé d'évaluation consiste à ne tenir compte que de la longueur des travées et de la position du plancher. Pour calculer le contreventement qui n'est pas au niveau de la voie, celui qui se ressent le moins directement de l'action du vent sur les trains, on admet une pression uniforme de 220 kilogrammes par mètre linéaire de pont, tant que la travée ne dépasse pas 60 mètres d'ouverture, et l'on augmente ce chiffre unitaire d'environ 2 kilogrammes par mètre de longueur additionnelle. S'il s'agit, au contraire, du contreventement inférieur dans les ponts à tablier inférieur, ou du contreventement supérieur dans les ponts à tablier supérieur, la pression admise précédemment est accrue de 450 kilogrammes par mètre de longueur, comptés comme une charge roulante.

Le mode d'évaluation au mètre linéaire est également employé pour les piles métalliques, en tenant compte de l'ouverture des travées et de la hauteur des piles.

L'effet de renversement que le vent peut produire sur les ouvrages et sur les trains est pris en considération.

5. ÉPREUVES.

Après l'achèvement des ouvrages, l'épreuve à laquelle ils peuvent être soumis consiste à y faire passer des charges roulantes, équivalentes à celles qui ont servi aux calculs, avec une vitesse qui atteigne 50 à 70 kilomètres, à les arrêter le plus brusquement possible en un point quelconque, à les faire séjourner jusqu'à douze heures consécutives. Après les épreuves toutes les pièces doivent revenir à leurs formes primitives sans qu'aucun changement permanent se produise dans la construction.

Paris, le 21 mars 1891.

CHRONIQUE

(Décembre 1891)

N° 55

Prix décernés par l'Académie des sciences dans sa séance du 21 décembre 1891.

PRIX DALMONT.

Le prix est décerné à M. Considère, Ingénieur en chef des ponts et chaussées. La commission accorde une mention très honorable à M. Autonne, Ingénieur des ponts et chaussées, et une mention honorable à M. d'Ocagne, Ingénieur des ponts et chaussées.

PRIX MONTYON (STATISTIQUE).

Le prix est décerné à M. Cheysson, Inspecteur général des ponts et chaussées, et à M. Toqué.

Bélier hydraulique à pulsations rapides.

Par M. Paul Decœur, Ingénieur des ponts et chaussées.

Exposé. — Le bélier hydraulique est une machine élévatoire simple, qui utilise pour la compression et le refoulement de l'eau les chocs dus à de brusques variations de la vitesse d'écoulement dans une conduite.

L'appareil automatique inventé, en 1796, par Montgolfier se compose d'un tuyau, de longueur variable suivant les hauteurs de chute et de refoulement, terminé par une boite munie d'un orifice d'échappement avec soupape intérieure et d'un orifice de refoulement avec clapet s'ouvrant dans une cloche à air.

Quand la soupape, poussée par le courant, ferme l'échappement, la colonne liquide formant bélier soulève le clapet de refoulement et l'eau comprimée passe dans la cloche à air, d'où elle s'écoule avec une vitesse à peu près uniforme dans le tuyau d'ascension.

Après l'épuisement de la force vive, la soupape, sollicitée par son poids et par le recul de la masse d'eau, ouvre à nouveau l'orifice extérieur, et le courant reprend sa vitesse.

On règle la course ou la charge de la soupape suivant le débit de la source.

Beaucoup de constructeurs ont cherché à perfectionner ce appareil qui, pour de grandes élévations d'eau, donne lieu à des chocs violents, dus au défaut d'élasticité de la colonne percutante et à l'inertie des soupapes.

On peut amortir les chocs au moyen d'un petit matelas d'air logé dans une cavité de la boîte. Mais cet air augmente le mouvement de recul de la colonne d'eau après chaque pulsation et diminue la puissance du bélier. Il se renouvelle difficilement quand l'échappement est noyé.

Nous avons pensé qu'on pourrait améliorer cette machine en rapprochant les orifices pour l'écoulement alternatif dans le bassin de chute et dans le tuyau de refoulement, et en activant avec des ressorts le mouvement oscillatoire des soupapes.

Nouveaux types. — Ce perfectionnement a été réalisé très facilement dans le petit appareil dont nous donnons le dessin (page 652 *bis*).

Pour supprimer les espaces nuisibles, nous avons placé la soupape d'échappement immédiatement au-dessous du clapet de refoulement.

La soupape est à tige inférieure et à axe vertical. Elle s'introduit par le haut et porte en bas une goupille fendue. On fait varier sa position d'équilibre au moyen de deux ressorts antagonistes appliqués sur la goupille et poussés par deux leviers, maintenus en place par une came à crans et une vis à cliquet.

Le clapet de refoulement est pressé également par un petit ressort à boudin. Sa tige glisse dans une douille portée par un croisillon maintenu par la bride de la cloche à air.

Ce bélier, d'un poids très réduit, est très commode pour de petits débits, le tuyau d'échappement permettant d'utiliser complètement la chute sans noyer l'appareil.

Un reniflard, constitué par un trou latéral incomplètement

fermé par une vis, facilite les rentrées d'air sous la soupape quand le tuyau d'échappement plonge dans l'eau.

Quelques bulles d'air peuvent ainsi remonter dans la boîte à compression et s'introduire, à chaque pulsation, dans la chambre de refoulement. — Elles suffisent pour amortir les chocs.

On obtient l'arrêt ou la mise en marche du bélier en abaissant ou en soulevant la soupape à l'aide des leviers.

Ce petit bélier a été construit et mis en expérience dans les ateliers de MM. Rouart frères.

Pour de grands débits, nous avons étudié un type de bélier à échappement extérieur, avec soupape annulaire à double siège. — Le tuyau d'arrivée se termine par un coude portant la boîte à clapets.

L'écoulement a lieu à la circonférence, les filets liquides se divisant autour d'un cône soutenu par des nervures. Les orifices de refoulement sont fermés par une couronne de petits clapets ou simplement par un clapet annulaïre, avec croisillon glissant sur un arbre dans l'axe du cône.

La soupape formée de deux ou trois segments réunis par des oreilles avec boulons, est portée par des tiges extérieures.

Les ressorts de commande étant placés au-dessus de la cloche à air, l'appareil pourra être noyé dans le bassin de chute.

Nous faisons construire en ce moment, chez MM. Rouart, un bélier d'essai de $0^m,60$ de diamètre, suivant ce système.

La construction a été autorisée par M. le Ministre des travaux publics, qui a ouvert un crédit spécial de 1.500 francs à M. le préfet de la Seine.

Avantages du système. — En diminuant les espaces morts et l'inertie des soupapes, qui peuvent se détacher de leur siège sans attendre le mouvement de recul habituel de la colonne percutante, nous diminuons beaucoup les pertes de travail à chaque pulsation.

Nous pouvons donc obtenir le même travail utile avec une moindre dépense d'eau dans le tuyau d'arrivée; et, comme la diminution des frottements diminue la perte de charge dans ce tuyau, nous pouvons réduire de plus en plus le débit à l'échappement, en accélérant le mouvement oscillatoire des soupapes.

La perte de travail due aux frottements est d'ailleurs moindre avec de petites variations de vitesse dans la colonne liquide; et le travail moteur correspondant à l'accroissement de force vive pendant la durée de l'échappement s'utilise mieux avec de moin-

dres variations de pression dans la cloche à air pendant la période de refoulement.

On peut ainsi donner au bélier son maximum d'utilisation avec le débit minimum de la source, et obtenir encore un bon rendement avec des pulsations prolongées, quand on a l'eau en abondance, mais avec une chute réduite.

Durée des oscillations. — On peut calculer la durée des oscillations par la formule

$$m \Delta V = F \Delta t$$

qui devient $$\frac{l}{g}(V - V_0) = h t = h' t'$$

en désignant par

$\frac{l}{g}$ la masse en mouvement dans le tuyau par unité de section;
$(V - V_0)$ la variation de la vitesse;
h la chute motrice diminuée des hauteurs correspondant aux frottements dans le tuyau et à la vitesse perdue à la sortie;
t la durée de l'échappement;
h' la hauteur de refoulement augmentée des mêmes hauteurs pour les pertes de travail;
t' la durée du refoulement.

En ne tenant pas compte de la perte de temps due à la compression et à l'inertie de l'eau à déplacer autour des soupapes, la durée d'une oscillation serait :

$$t + t' \geq \frac{l}{g}(V - V_0)\left(\frac{1}{h} + \frac{1}{h'}\right).$$

En désignant par u la vitesse moyenne de l'écoulement dans le tuyau et en supposant $V_0 = 0$ et $V = 2u$, on aurait pour le nombre des pulsations par seconde dans les cas ordinaires, où h' est plus grand que h, la valeur approchée $\frac{gh}{4lu}$.

Pertes dues à la vitesse d'écoulement. — En supposant qu'il n'y ait pas de recul dans le tuyau, la perte de charge moyenne due aux frottements serait, pour de tuyaux de grand diamètre,

$$\frac{l}{30\,D}\,\frac{1}{2}\,\frac{V^2 + V_0^2}{2g} \leq \frac{l}{30\,D}\,\frac{u^2}{g}$$

Elle croît très vite quand le diamètre décroît, et elle peut être évaluée à $\frac{l}{15\,D}\frac{u^2}{g}$ pour $D = 0^m,02$.

Pour ce petit diamètre, les frottements dans le tuyau limitent beaucoup les variations de travail, puisque, par $0^m,30$ de longueur, ils donnent une perte égale à la hauteur moyenne due à la vitesse de sortie, en supposant que cette vitesse varie entre 0 et $2u$.

Il est toujours possible de diminuer la vitesse perdue à la sortie, en donnant aux orifices d'écoulement une large ouverture. Mais on ne peut diminuer la longueur du tuyau en même temps que son diamètre sans diminuer beaucoup la puissance du bélier.

On voit donc que les grands appareils doivent donner, s'ils sont bien construits, un bien meilleur rendement que les petits.

Essai du petit appareil. — Notre petit appareil a été installé, chez MM. Rouart, à $4^m,50$ au-dessous d'un réservoir alimenté par une conduite d'eau s'ouvrant à la commande d'un flotteur.

Le tuyau formant bélier est en plomb, de 4 millimètres d'épaisseur. Il n'a que 2 centimètres de diamètre intérieur et 10 mètres de longueur. Il est courbé et incliné en divers sens, pour la commodité de l'installation.

Malgré sa faible longueur, il donne d'assez grandes pressions au refoulement avec des pulsations rapprochées. Ainsi, avec 240 pulsations par minute, le bélier refoule $0^l,8$ à $22^m,50$ au-dessus de la source, en débitant $4^l,4$ à l'échappement.

Le rendement mécanique est égal à $\frac{0,8 \times 22,50}{4,4 \times 4,50} = 91$ p. 100.

Ce résultat est remarquable pour une si petite machine, où les frottements dans le tuyau occasionnent une grande perte de travail.

En appliquant la formule $\frac{l}{15\,D}\frac{u^2}{gh}$ pour la perte, relativement à la chute h, pendant la durée de l'échappement, on trouve que, pour la vitesse moyenne de $0^m,27$ par seconde, correspondant au débit total de $5^l,2$ par minute dans le tuyau de $0^m,02$ de diamètre, cette perte est égale à $\frac{10}{0,30}\,\frac{(0,27)^2}{9,81 \times 4,50} = \frac{54}{1.000}$.

Les frottements augmentant comme le carré de la vitesse, on ne peut pas augmenter beaucoup la dépense d'eau sans diminuer le rendement.

L'appareil fonctionne cependant très bien avec des pulsations prolongées et modifiées à volonté au moyen des leviers et ressorts agissant sur la soupape.

Avec 130 pulsations par minute et un débit de $7^{l},5$ à l'échappement, il donne 80 p. 100 de rendement en refoulant un demi-litre par minute à 54 mètres au-dessus du réservoir d'alimentation.

Il marche presque sans bruit, l'échappement se faisant à l'air libre.

Il fonctionne encore très bien à chute réduite, avec 2 ou 3 mètres de contre-pression à l'échappement.

Pour de petites élévations d'eau, il donne son maximum d'utilisation avec de petites oscillations dont la durée peut être réduite à 1/7 de seconde.

Quand la hauteur de refoulement ne dépasse pas quatre fois la chute, le rendement peut atteindre 95 p. 100, la perte de 5 p. 100 ne dépassant guère la fraction de chute correspondant aux frottements dans le tuyau (*).

Le rendement diminue à mesure que la pression s'élève, quand on ferme le tuyau de refoulement.

La pression atteint alors un maximum pour chaque condition de marche; et, s'il n'y a pas de contre-pression à l'échappement, une partie de l'air aspiré sous la soupape, par les jets intermittents, s'accumule sous le clapet, en produisant une onde de retour, qui, sans arrêter le bélier, réduit de plus de moitié sa vitesse et son débit.

Réservoir d'air. — Si le réservoir d'air s'épuisait trop vite, le bélier étant noyé, on l'alimenterait au besoin par un reniflard, placé sur une colonne montante recevant les pulsations de l'eau, ou avec un tout petit bélier fonctionnant comme compresseur d'air.

La cloche à air a d'ailleurs moins d'importance avec un appareil à pulsations rapides. Elle pourra être beaucoup réduite quand, pour de grands débits, on emploiera une batterie de béliers refoulant dans un même tuyau horizontal, à matelas d'air supérieur.

(*) Expérimenté avec une chute de 1 mètre et un débit d'environ 9 litres par minute, l'appareil a donné beaucoup plus que le travail correspondant à la chute motrice diminuée de la perte calculée par la formule, ce qui indique que les coefficients de frottement sont exagérés. Il faudrait les réduire de moitié au moins pour le plomb neuf.

Ressorts des soupapes. — Les dispositions de notre dessin, pour le réglage du mouvement des soupapes et la mise en marche, varieront suivant les applications.

Des ressorts à lames, avec leviers à contrepoids, conviendraient sans doute pour de grands appareils. Pour les petits, nous préférons les ressorts à boudin, qui se remplacent à volonté et qu'on fabrique soi-même en enroulant, sur un cône, un fil de laiton ou de maillechort. L'alliage de cuivre et nickel, 1er titre, est aujourd'hui très employé pour ressorts. Il est assez élastique et ne s'altère pas par la rouille.

Applications diverses. — Nos béliers à soupapes légères, battant sur sièges métalliques, sans garniture de caoutchouc, fonctionneront bien à toutes vitesses, avec des liquides chauds ou froids.

Nous avons songé à employer notre petit type avec un condenseur-éjecteur, pour l'utilisation de la vapeur d'échappement des machines. Il pourra être employé comme machine de compression avec accumulateur et tenir lieu de robinet évitant les chocs dans les conduites.

Nos appareils, avec ou sans tuyau d'échappement, seront très commodes pour répartir entre deux conduites ou réservoirs, à niveaux différents, des eaux arrivant à une pression intermédiaire.

Dans les distributions d'eau avec réservoirs à plusieurs étages ou compartiments, un ou plusieurs béliers, utilisant la chute disponible à l'arrivée, remplaceront avantageusement les machines de relai employées pour l'alimentation des bassins supérieurs.

Nous pensons que notre système, évitant l'action destructive des coups de bélier, permettra l'établissement de très grands appareils pour l'alimentation des canaux de navigation et d'irrigation ou des grands réservoirs des villes.

Employés par groupe en batterie sur une même conduite de refoulement, ces appareils utiliseront parfaitement les chutes variables des cours d'eau, et exigeront moins de frais d'installation et de surveillance que les machines élévatoires composées de pompes et moteurs hydrauliques.

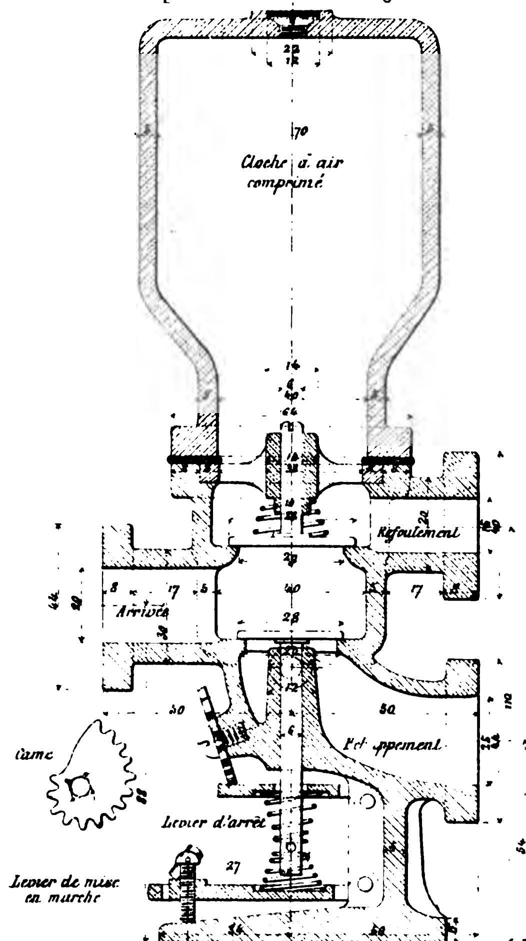
Paris, 20 octobre 1891.

BÉLIER HYDRAULIQUE DECŒUR

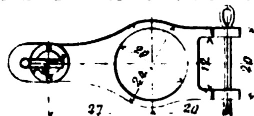
TYPE POUR PETITS DÉBITS

pour tuyau de 20 m/m

Coupe suivant l'axe des tuyaux.



Plan du levier de mise en marche.



Dessin ½ grandeur d'exécution

J. Courtier. Paris.

N° 56

BIBLIOGRAPHIE

Traité pratique d'électricité, à l'usage des ingénieurs et des constructeurs, par M. Félix Lucas, Ingénieur en chef des ponts et chaussées, Administrateur des chemins de fer de l'État. Paris, Baudry et Cie, 1892.

Il existe un très grand nombre de traités d'électricité, mais aucun, croyons-nous, n'a été écrit jusqu'ici au point de vue spécial de l'ingénieur. M. Lucas, chargé, en 1890, par M. le ministre des travaux publics d'une mission ayant pour objet l'étude des applications générales de l'électricité, a pu apprécier par lui-même les difficultés que présentait la lecture des divers ouvrages écrits sur cette matière. Le volume qu'il publie aujourd'hui comble une véritable lacune. On y trouvera les théories de l'électricité et du magnétisme exposées d'une manière nette et précise, l'exposition du système des unités électriques rattachées aux unités usuelles de la mécanique, la description des appareils propres à produire l'électricité statique ou les courants, la solution des questions relatives au transport, à la distribution et à la transformation de l'énergie sous la forme électrique qu'on lui donne si fréquemment aujourd'hui. L'ouvrage de M. Lucas condense, en définitive, en moins de 600 pages, une masse énorme de théories et de documents, et nous paraît répondre parfaitement au but spécial que l'auteur s'est proposé d'atteindre. Les ingénieurs et les constructeurs apprécieront le soin qu'il a apporté à sa rédaction, et l'esprit philosophique dans lequel elle a été conçue. Signalons particulièrement parmi les matières traitées la théorie du circuit induit dans les machines dynamo-électriques, la description des divers types de machines, et l'indication des transformations qu'ils ont subies, depuis la machine Gramme jusqu'aux types les plus récemment créés, les applications de l'électricité et de l'électro-magnétisme

à la recherche des racines d'une équation algébrique, et enfin deux exemples intéressants, où l'on voit l'auteur ramener à des courbes uniques les diverses courbes de puissance et d'intensité des machines à courants alternatifs. Grâce à cet artifice il suffit, pour passer de la courbe abstraite, construite une fois pour toutes, à la courbe particulière correspondante à une machine donnée, de disposer convenablement des échelles. Le procédé est applicable à une foule de lois naturelles; il a l'avantage de mettre en évidence la loi générale d'une série de phénomènes, dégagée de toutes les données particulières variables de l'un à l'autre. A ce titre, il a une portée beaucoup plus grande qu'on ne pourrait le croire à première vue.

Paris, 24 décembre 1891.

Ed. C.

TABLES

DES MÉMOIRES ET DOCUMENTS

PUBLIÉS

DURANT LE DEUXIÈME SEMESTRE DE 1891

PREMIÈRE TABLE

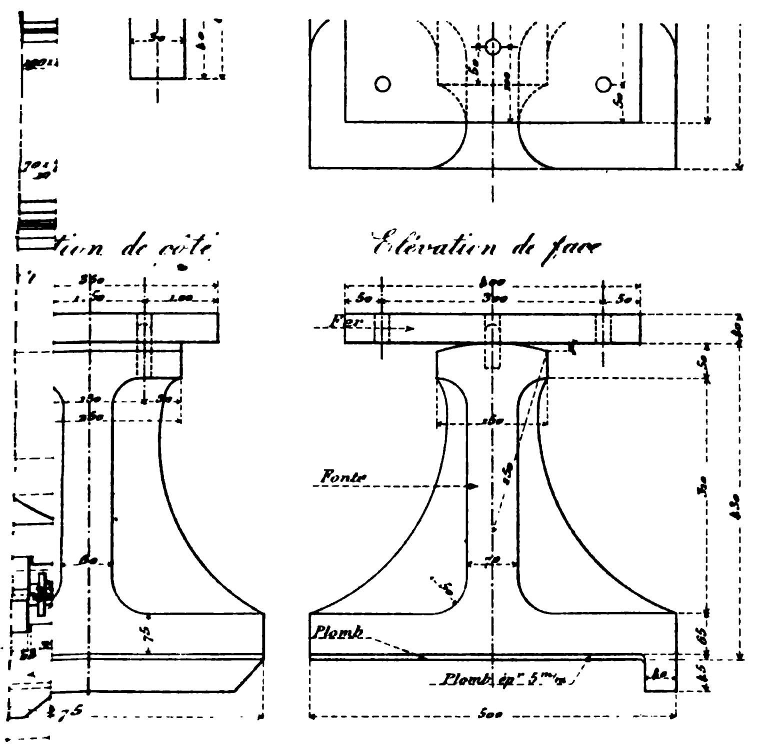
RÉCAPITULATION DES ARTICLES PAR ORDRE D'INSERTION

DEUXIÈME TABLE

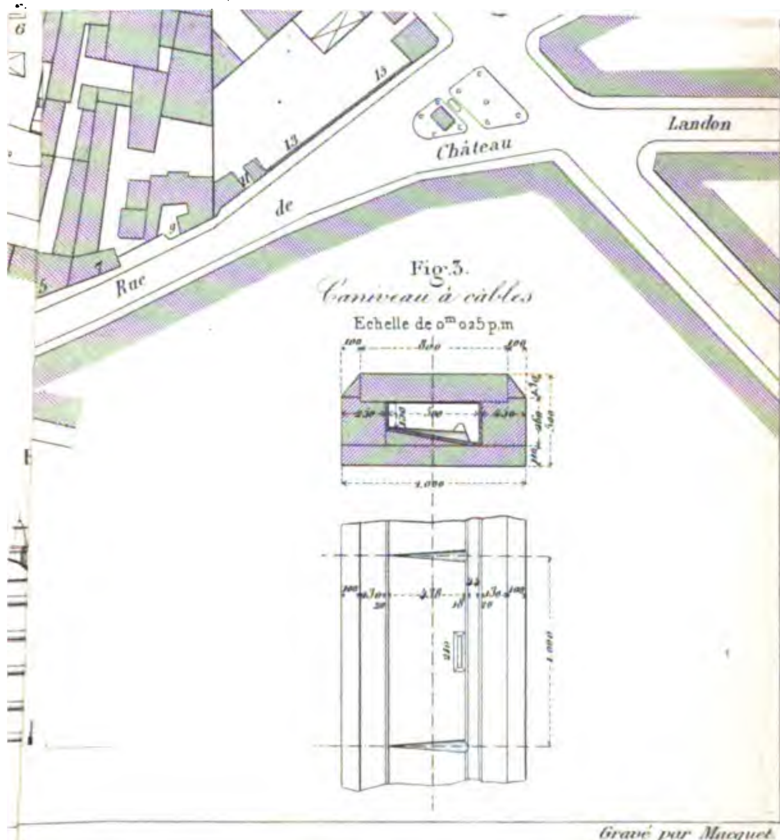
ANALYSE DES MATIÈRES PAR ORDRE ALPHABÉTIQUE

FIN DES TABLES DES MÉMOIRES DU 2e SEMESTRE DE 1891.

PARIS. — IMP. C. MARPON ET E. FLAMMARION, RUE RACINE, 26.

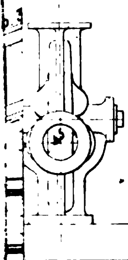


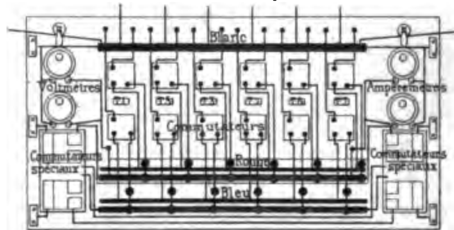
Gravé par Macquet


Landon
Château
Rue
de
Fig. 3.
Caniveau à câbles
Echelle de 0m 025 p.m
Gravé par Macquet

de la gare.

(Echelle de 0.02 p. 1 m.)





l'usine

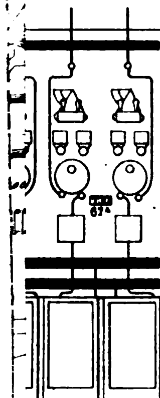
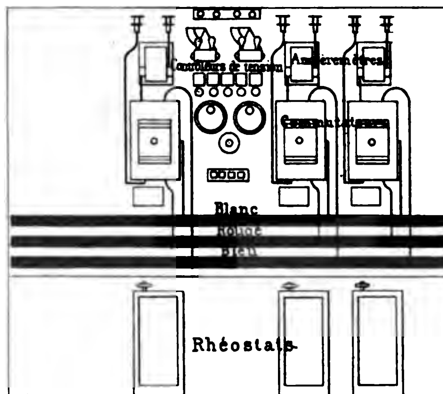
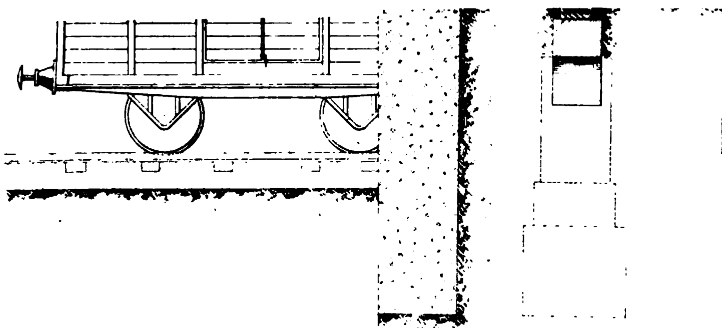


Fig. 10. Tableau de connexion.

(Echelle de 0.02 p. 1 m.)



Gravé par Macquet



Gravé par Marquet.

PA

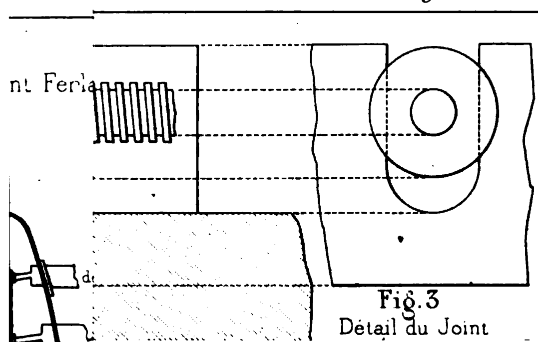


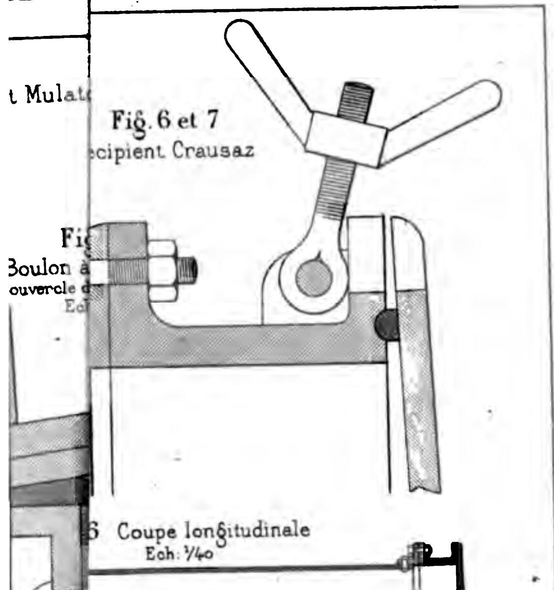
Fig. 3
Détail du Joint

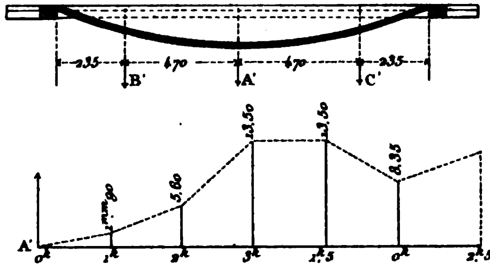






.PP

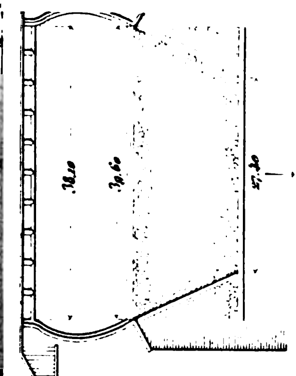

t Mulat
Fig. 6 et 7
ecipient Crausaz
Fi
Boulon à
ouvercle d
Ec
6 Coupe longitudinale
Ech: 1/40


Fig. 4 Deuxième Série d'expériences
Coupe suivant l'axe du Couvercle
235
470
470
235
B'
A'
C'
1mm,90
5,60
13,50
13,50
8,35
A'
0k
1k
2k
3k
1k,5
0k
2k,5
Diagrammes des déformations constatées

es Ports de
Cravant
Rivière
de
Cure
Déversoir
Bief
du
Moulin
Port du Bief
ainfoin
Cure
de
Port de l'Arré
Chemin

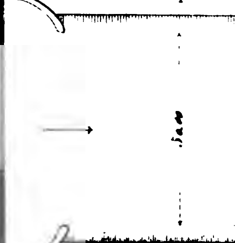
Fig. 11. Rapide s…





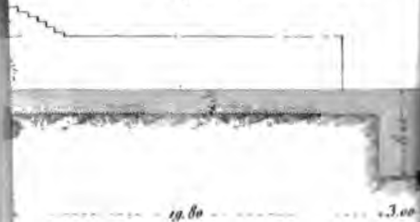
…canal du Gange.

Plan (1m/m p. 2m)



…g. 12. Chute sur le canal du Gang…

Coupe transversale



Gravé par Macquet

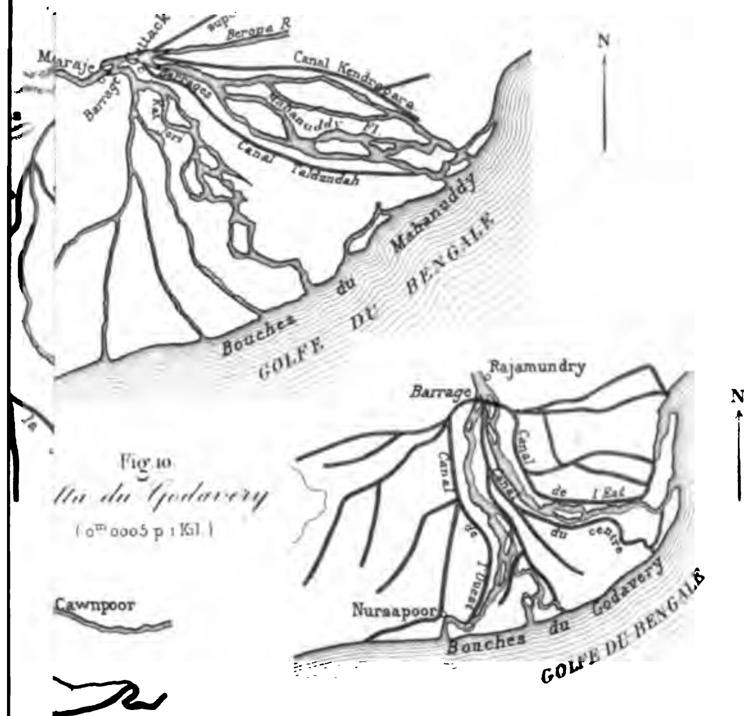
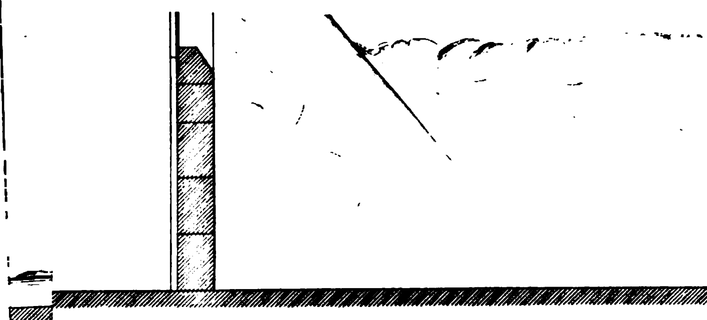
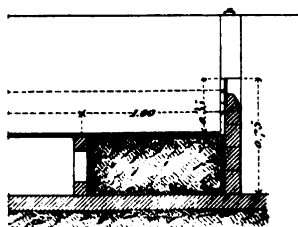


Fig. 10
Delta du Godavery
(0m 0005 p. 1 Kil.)

Gravé par Macquet.



auteur



ÉCHELLES

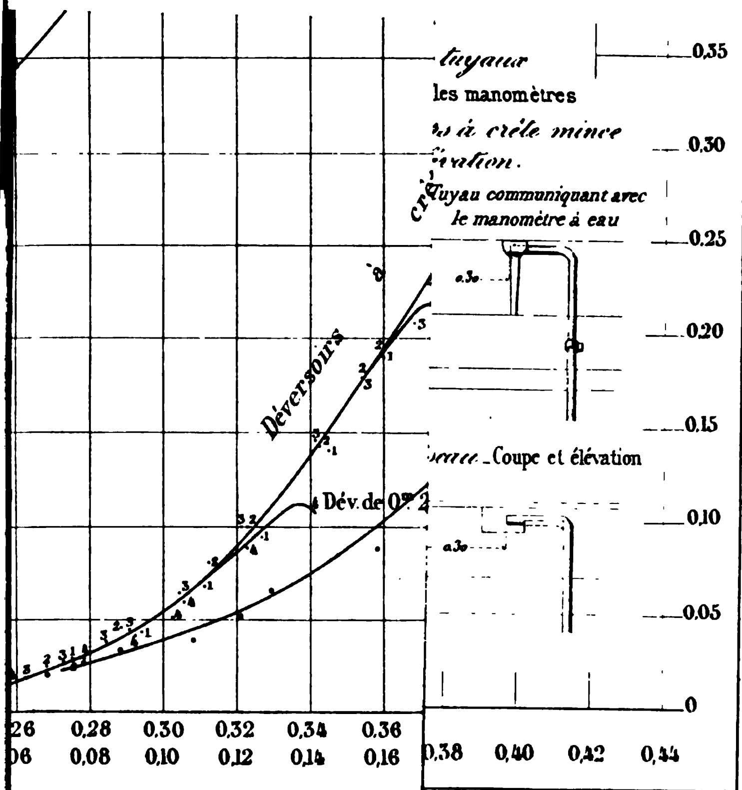
Fig.s 1 à 10 – $\frac{1}{20}$ ou $0^{m}01$ p.r $0^{m}20$.

Fig.s 11 à 14 – $\frac{1}{10}$ ou $0^{m}01$ p.r $0^{m}10$.

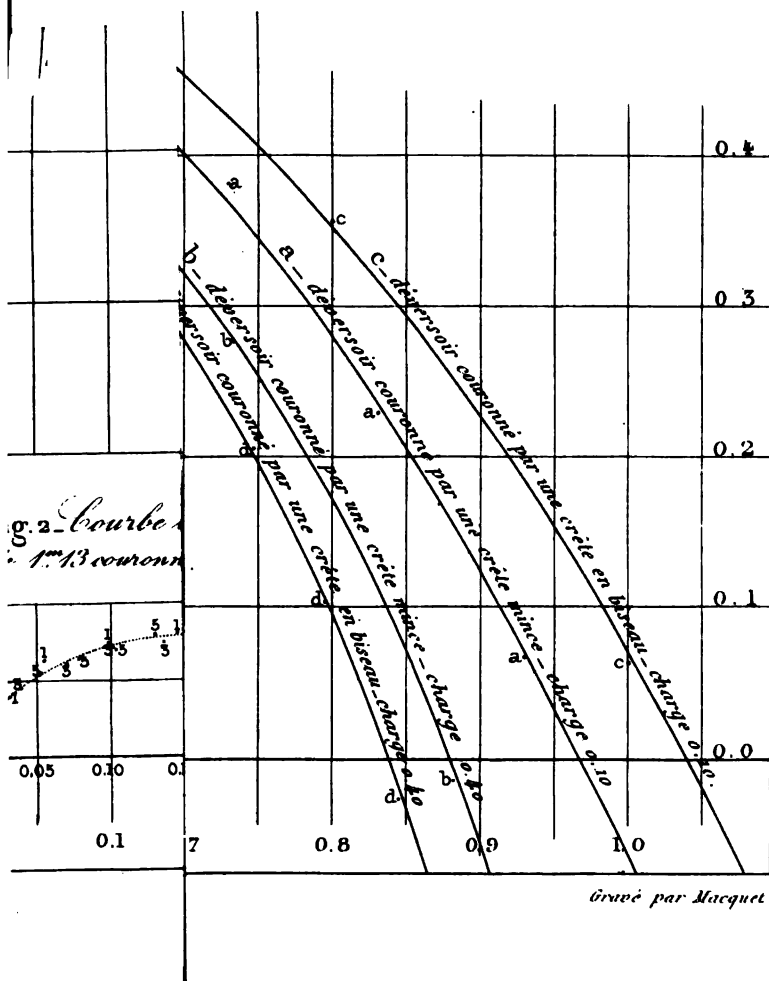
Fig.s 15 – $\frac{1}{50}$ ou $0^{m}01$ p.r $0^{m}50$.

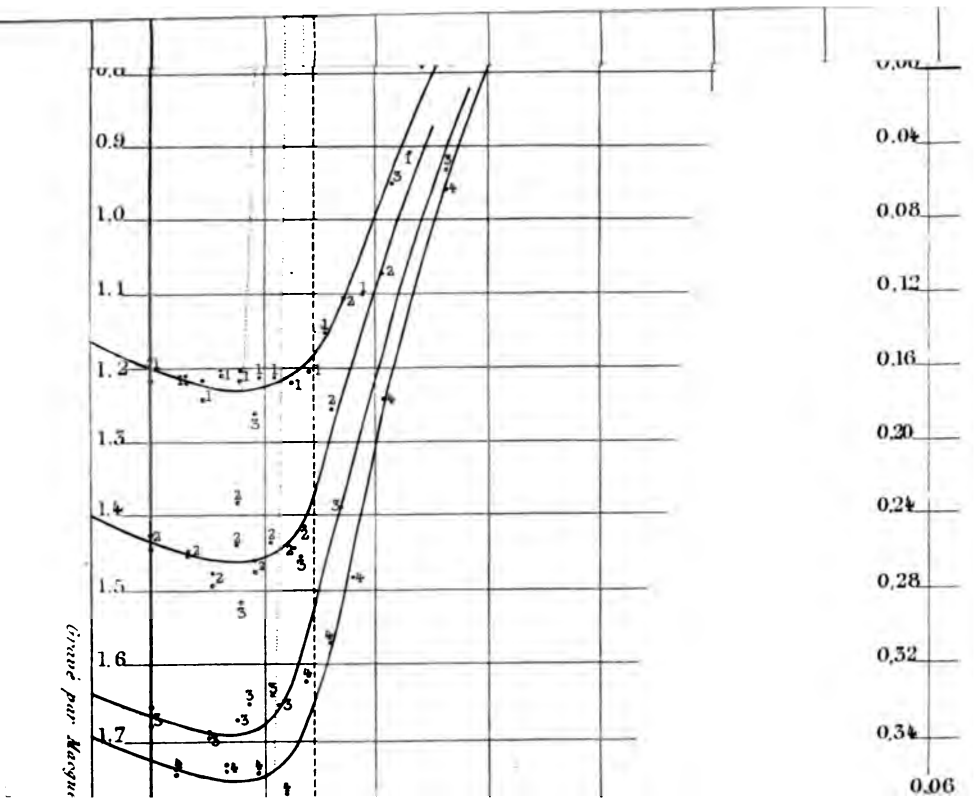


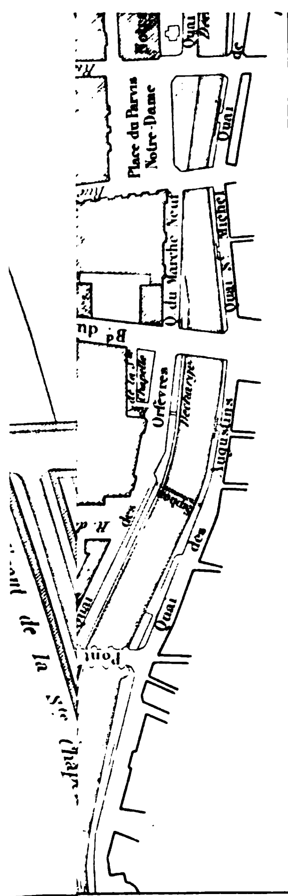
Gravé par Macquet



Gravé par Macquet.


0.4
0.3
0.2
0.1
0.0
0.05
0.10
0.1
7
0.8
0.9
1.0
c– déversoir couronné par une crête en biseau-charge 0.40
a– déversoir couronné par une crête mince-charge 0.10
b– déversoir couronné par une crête mince-charge 0.40
déversoir couronné par une crête en biseau-charge 0.10
g. 2–Courbe
1.m13 couronn
Gravé par Macquet


0.9
1.0
1.1
1.2
1.3
1.4
1.5
1.6
1.7
0,04
0,08
0,12
0,16
0,20
0,24
0,28
0,32
0,34
0,06
Gravé par Macque



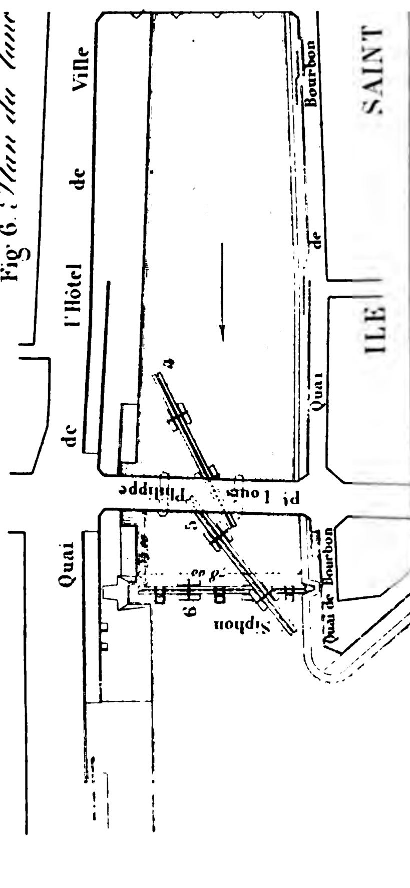
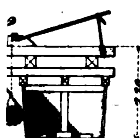
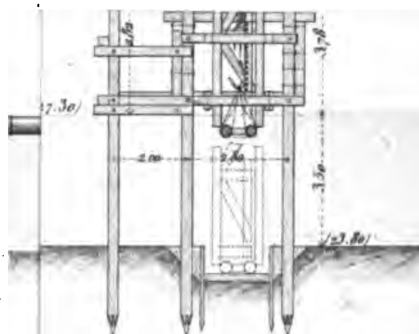


Fig. 6. Plan du

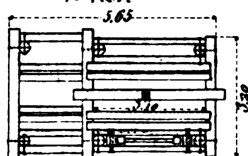
Gravé par Macquet

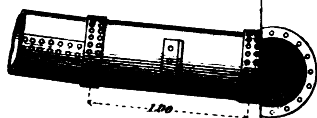






Plan





Coupe

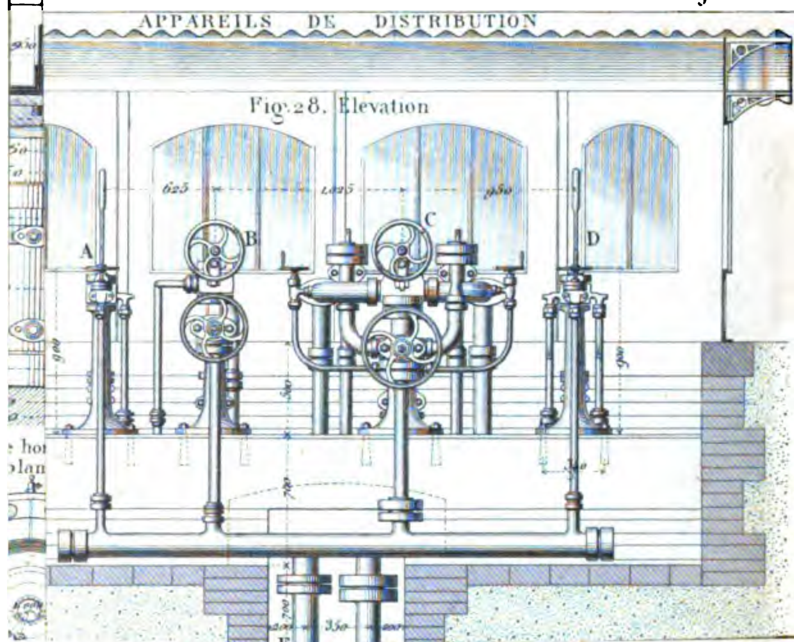


Gravé par Macquet

.1 et 2. Echelle de 0m 0063 pour mètre.
2 3 4 5 6 7 8 9 10m
(11,35)
(11,20)
(11,35)
0,80
0,80
0,80
Fig. 16. Plan général
Echelle de 0m 000 25 pour mètre
100m 50 0 100 200m
N

Fig. 1. Coupe longitudinale

ab


APPAREILS DE DISTRIBUTION
Fig. 28. Elevation
A
B
C
D
625
1.025
950
900
580
780
700
350